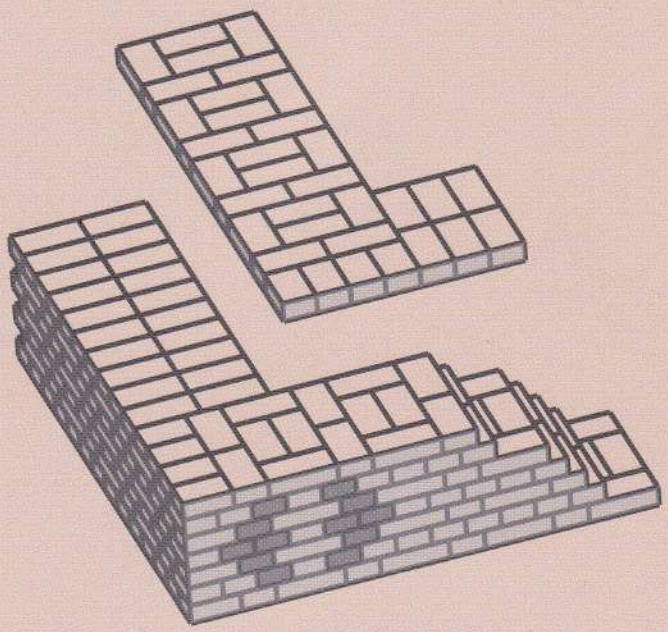
624.012
D 90

# CONSTRUCŢII CIVILE

Macedon DUMITRAŞ

Nicoleta COBÎRZAN  Dan DUMITRAŞ



UTPRESS

Macedon DUMITRAŞ Nicoleta COBÎRZAN

Dan DUMITRAŞ

UNIVERSITATEA TEHNICA
533659
BIBLIOTECA CENTRALA

# CONSTRUCȚII CIVILE

UNIVERSITATEA TEHNICĂ DIN CLUJ-NAPOCA
BIBLIOTECA CENTRALĂ
Nr. Inv. 533.659 / 20.11

U.T. PRESS
Cluj-Napoca, 2011

Editura U.T.PRESS
Str.Observatorului nr. 34
C.P.42, O.P. 2, 400775 Cluj-Napoca
Tel.:0264-401.999 / Fax: 0264 - 430.408
e-mail: utpress@biblio.utcluj.ro
www.utcluj.ro/editura

Director: Prof.dr.ing. Daniela Manea
Consilier editorial: Ing. Călin D. Câmpean

Coperta: arhitect Ioana Moldovan

**Descrierea CIP a Bibliotecii Naționale a României**
**Dumitraș, Macedon**
**Construcții civile** / Macedon Dumitraș, Nicoleta Cobîrzan, Dan Dumitraș. - Cluj-Napoca : Editura U.T. Press, 2011
ISBN 978-973-662-627-2
I. Cobîrzan, Nicoleta
II. Dumitraș, Dan
624

Copyright © 2011 Editura U.T.PRESS
Reproducerea integrală sau parțială a textului sau ilustrațiilor din această carte este posibilă numai cu acordul prealabil scris al editurii U.T.PRESS.
Tiparul executat la Tipografia UTCN.

ISBN 978-973-662-627-2
Bun de tipar: 19.04.2011
Tiraj: 200 exemplare

# PREFAȚĂ

Lucrarea prezintă alcătuirea si calculul clădirilor cu pereți structurali din zidărie într-o concepție unitară, în conformitate cu principiile generale ale rezistenței materialelor și mecanicii zidăriei, validate în decursul timpului de experiența teoretică și practica din domeniul acestui tip de clădiri.

Pentru a fi utilă în proiectarea și execuția curentă, lucrarea cuprinde prescripțiile de proiectare și execuție prevăzute în Normele Românești actuale, în concordanță cu Normele Europene.

Lucrarea este structurată pe cinci capitole, în care se prezintă materialele pentru zidării, proprietățile zidăriei, proiectarea preliminară a clădirilor cu pereți structurali din zidărie și calculul pereților structurali la încărcări gravitaționale, la compresiune cu încovoiere în planul peretelui și la forfecare, precum și prevederile constructive prevăzute în Norme.

Lucrarea se adresează studenților de la secția de Inginerie Civilă, fiind însă utilă și studentilor de la alte secții ale Facultății de Construcții, precum și inginerilor constructori din domeniul proiectării și executiei clădirilor cu pereți structurali din zidărie.

Autorii

# CUPRINS


**1. ELEMENTE PENTRU ZIDARIE**

**1.1 DEFINITIA ZIDARIEI** 13

**1.2 MATERIALE PENTRU ZIDARII** 15

**1.2.1** Elemente pentru zidarii 15
1.2.1.1 Gruparea elementelor pentru zidarii 16
1.2.1.2 Proprietatile elementelor pentru zidarii 17
1.2.1.2.1 Proprietatile mecanice 17
1.2.1.2.2 Proprietatile fizice ale elementelor pentru zidarii 19
**1.2.2** Mortare pentru zidarii 19
1.2.2.1Proprietatile mortarelor pentru zidarii 20
1.2.2.1.1 Rezistenta medie la compresiune 20
1.2.2.1.2 Aderenta intre elementele de zidarie si mortar 21
1.2.2.1.3 Lucrabilitatea 22
1.2.2.1.4 Modul de elasticitate al mortarelor 22
**1.2.3** Alte materiale pentru zidarii 22

**1.3 TIPURI DE ZIDARII** 23
**1.4 PROPRIETATI MECANICE ALE ZIDARIEI** 25
1.4.1 Starea complexa de eforturi in zidaria solicitata la compresiune centrica 25
1.4.2 Stadiile de lucru ale elementelor din zidarie solicitate la compresiune centrica 27
1.4.3 Rezistenta la compresiune 29
1.4.4 Rezistenta la forfecare in rost orizontal 35
1.4.5 Rezistenta zidariei la intindere din incovoiere 37
1.4.6 Rezistenta unitara a zidariei la eforturi principale de intindere în secţiuni înclinate 40
1.4.7 Alte rezistente ale zidariei 41
1.4.7.1 Rezistenta unitara a zidariei la intindere axiala 41
1.4.7.2 Rezistenta unitara a zidariei la forfecare in sectiuni legate 42
1.4.7.3 Rezistenta unitara a zidariei la compresiune locala 43
1.4.8 Proprietatile de deformabilitate ale zidariei 44

**1.5 PROPRIETATILE FIZICE ALE ZIDARIEI** 48
1.5.1 Durabilitatea 48

**1.6TIPURI DE CLADIRI CU PERETI STRUCTURALI DIN ZIDARIE** 50

**2. BAZELE PROIECTĂRII CONSTRUCŢIILOR DIN ZIDĂRIE**
**2.1 CERINŢELE STRUCTURALE** 53
2.1.1 Capacitatea de rezistenţă 53
2.1.2 Capacitatea de rigiditate 54
2.1.3 Stabilitatea 54
2.1.4 Condiţia de ductilitate 54

**2.2 SIGURANŢA CONSTRUCŢIILOR** 55
2.2.1 Generalităţi 55
2.2.2 Acţiuni în construcţii 56
2.2.2.1 Definirea acţiunilor 56
2.2.2.2 Efecte ale acţiunilor 56

2.2.2.3 Clasificarea acţiunilor 56
2.2.2.4 Valori caracteristice şi de calcul ale acţiunilor: 57
2.2.2.5 Valorile frecvente şi cvasipermanente ale acţiunilor variabile 58
2.2.2.6 Stări limită 59
2.2.2.7 Gruparea acţiunilor pentru proiectarea la stări limită 61
2.2.2.7.1 Gruparea acţiunilor pentru stări limită ultime 61
2.2.2.7.2 Grupări ale acţiunilor pentru stările limită de serviciu 64
2.2.2.8 Proprietăţile materialelor 65
2.2.2.9 Date geometrice 65
2.2.2.10 Valori de calcul ale rezistenţelor elementelor 66
2.2.2.11 Durata de viaţă proiectată 66
2.2.2.12 Alte metode de proiectare 66
2.2.3 Evaluarea acţiunilor 69
2.2.3.1 Evaluarea acţiunilor permanente 70
2.2.3.2 Evaluarea acţiunilor datorate procesului de exploatare a clădirilor 73
2.2.3.3 Evaluarea acţiunii datorate greutăţii zăpezii 73
2.2.3.4 Încărcarea datorată acţiunii vântului 77
2.2.3.4.1 Modul de acţiune al vântului asupra construcţiilor 77
2.2.3.4.2 Evaluarea acţiunilor unitare 79
2.2.3.4.3 Forţa de frecare din vânt 91
2.2.3.4.4 Forţa totală din vânt 91
2.2.3.4.5 Efectul torsiunii generale datorată acţiunii vântului: 92
2.2.3.4.6 Presiuni şi sucţiuni interioare 92
2.2.3.5 Calculul încărcărilor seismice 93

**3. PROIECTAREA PRELIMINARĂ A CLĂDIRILOR CU PEREŢI STRUCTURALI DIN ZIDĂRIE** 101

**3.1PROIECTAREA PRELIMINARĂ A SUPRASTRUCTURII**
3.1.1 Alcătuirea clădirii în plan şi în elevaţi 101

3.1.2 Separarea clădirii în tronsoane 103
3.1.3 Dimensiuni maxime în elevaţie 104
105

**3.2 Precizări referitoare la pereţii structurali**
3.2.1 Clasificarea pereţilor din zidărie 105
3.2.2 Goluri în pereţii structurali 110
3.2.3 Alegerea tipul de zidărie 113
3.2.3.1 Zidăria nearmată (ZNA) 113
3.2.3.2 Zidăria armată (ZC, ZC+AR, ZIA) 113

**3.3 Proiectarea preliminara a sub ansamblurilor structurale orizontale** 116
3.3.1 Planşee 116
3.3.1.1 Rolul planşeelor în structură 116
3.3.1.2 Tipuri de planşee 116
3.3.1.3 Poziţionarea golurilor mari în planşee 118
3.3.1.4 Supante 118
3.3.1.5 Console în pereţi 119
3.3.1.6 Sarpante 120

**3.4 PROIECTAREA PRELIMINARĂ A INFRASTRUCTURII** 121
3.4.1 Fundaţiile 121
3.4.2 Soclurile 125
3.4.2.1 Soclurile din beton simplu 125
3.4.2.2 Socluri din beton armat 126
3.4.3 Pereţii de subsol din beton simplu 127
3.4.4 Pereţi de subol din beton armat 127
3.4.5 Planşee la infrastructură 128

**4. CALCULUL CLĂDIRILOR CU PEREȚI STRUCTURALI DIN ZIDĂRIE**
**4.1 INTRODUCERE** 129

**4.2 CALCULUL PEREȚILOR DIN ZIDĂRIE LA ÎNCĂRCĂRI GRAVITAȚIONALE** 131
4.2.1 Determinarea încărcărilor verticale ce acționează pereții structurali 131
4.2.1.1 Încărcări verticale preluate de șpaleți 132
4.2.1.2 Încărcări verticale preluate de fâșii 133
4.2.2 Diagrama de eforturi axiale pentru fâșia de perete 135
4.2.3 Încărcări orizontale locale 136
4.2.3.1Încărcarea locală din acțiunea vântului 136
4.2.3.2Acțiunea locală a seismului 137
4.2.4 Determinarea excentricităților de aplicare a încărcarilor verticale 139
4.2.4.1 Excentricități provenite din alcătuirea structurii 139
4.4.4.2 Excentricități adiționale 141
4.2.5 Excentricități datorate încărcărilor orizontale 142
4.2.5.1 Excentricități datorate acțiunii vântului 142
4.2.5.2 Excentricități datorate acțiunii seismului 142
4.2.6 Excentricitatea totală 143
4.2.7 Rezistența la compresiune a pereților din ZNA și ZNA+AR 143
4.2.8 Rezistența la compresiune a pereților din ZC și ZC+AR 145
4.2.9 Rezistența la compresiune a pereților cu inimă armată (ZIA) 149

**4.3. CALCULUL PEREȚILOR DIN ZIDĂRIE LA COMPRESIUNE ȘI ÎNCOVOIERE ÎN PLANUL PEREȚILOR** 149
4.3.1. Caracteristicile geometrice ale pereților 149
4.3.1.1. Lungimea tălpilor 149
4.3.1.2. Aria perților, centrele de greutate și momentele de inerție 151
4.3.2 Deplasările laterale și rigiditatea pereților 152
4.3.2.1. Cazul în care se neglijează efectul buiandrugilor 153
4.3.2.1.1. Deplasarea laterală și rigiditatea la pereți scurți 154
4.3.2.1.2. Deplasarea laterală și rigiditatea la pereți cu raportul H/l = 2...5 155
4.3.2.1.3 Deplasarea laterală și rigiditatea la pereți cu raportul H/l>5 157
4.3.2.2.Considerarea aportului buiandrugilor la pereți cuplați 158
4.3.2.2.1 Caracteristicile pereților cuplați 159
4.3.2.2.2.Rigiditatea pereților cuplați 161
4.3.3 Repartizarea încărcării orizontale 168
4.3.3.1 Repartizarea pe niveluri 168
4.3.3.2 Repartizarea încărcării orizontale la pereți 171
4.3.2.2.1 Cazul în care se neglijează buiandrugii 171
4.3.2.2.2 Cazul pèreților cuplați 172
4.3.4.Efectul torsiunii generale a clădirii 172
4.3.4.1.Poziția centrului maselor (CM) 173
4.3.4.2 Poziția centrului de rigiditate (CR) 175
4.3.4.3 Modul de acțiune, al momentului de torsiune 176
4.3.4.4 Determinarea valorilor încărcărilor suplimentare din efectul torsiunii 178
4.3.5 Încărcările seismice totale repartizate la pèreți 180
4.3.6 Eforturi secționale în pèreți 181
4.3.6.1 Eforturi secționale produse de încărcările gravitaționale 181
4.3.6.2 Eforturi secționale din acțiunea încărcărilor orizontale 182
4.3.6.2.1 Cazul pèreților necuplați 183
4.3.6.2.2 Cazul pèreților cuplați 184
4.3.7 Metoda cadrului înlocuitor 184
4.3.7.1 Definirea cadrului înlocuitor 185
4.3.7.2 Calculul static al cadrului înlocuitor 186
4.3.7.3 Calculul cadruui înlocuitor cu alte metode 191
4.3.7.4 Trecerea de la cadrul înlocuitor la cadrul asociat peretelui 193
4.3.7.5 Calculul forțelor tăietoare în elementele peretelui cuplat 196
4.3.7.6 Calculul eforturilor axiale din încărcări orizontale 197

4.3.8 Eforturi finale în planul peretelui 199
4.3.9 Rezistența la efort axial și încovoiere în plan median 200
4.3.9.1 Condiții generale de calcul 200
4.3.9.2 Pereți din zidărie nearmată (ZNA) 201
4.3.9.3 Zidăria armată 203
4.3.10 Rezistența la forfecare 220
4.3.10.1 Rezistența la forfecare în rost orizontal 220
4.3.10.2 Rezistența la eforturi principal de întindere 227
4.3.10.3 Rezistența de proiectare a pereților la lunecare verticală asociată încovoierii 230
4.3.11 Rezistența de proiectare la încovoiere perpendicular pe planul median al peretelui 231
4.3.12 Rezistența de proiectare a panourilor de umplutură în planul lor 232

**4.4 VERIFICAREA SIGURANȚEI CLĂDIRILOR DIN ZIDĂRIE** 234
4.4.1 Cerința de rezistență 234
4.4.1.1 Verificarea la încărcări gravitaționale 234
4.4.1.2 Verificarea zidăriei solicitată la compresiune și încovoiere în planul peretelui 235
4.4.1.3 Verificarea panourilor de umplutură din zidărie 236
4.4.2 Verificarea cerinței de rigiditate 236
4.4.3 Verificarea cerinței de stabilitate 237
4.4.4 Verificarea cerinței de ductilitate 237

**5. PREVEDERI CONSTRUCTIVE PENTRU CLĂDIRILE CU PEREȚI STRUCTURALI DIN ZIDĂRIE** 239

**5.2 PREVEDERI REFERITOARE LA SUPRASTRUCTURĂ**
5.2.1 Materiale 239
5.2.2 Slăbiri locale în pereți 239
5.2.3 Centuri în suprastructură 239
5.2.3.1 Centuri curente la clădiri cu planșee din beton armat monolit 240
5.2.3.2 Centuri curente în cazul planșeelor din elemente prefabricate 242
5.2.4 Stâlpișori din beton armat 246
5.2.5 Armături în rosturile orizontale 246
5.2.6 Centuri intermediare 248
5.2.7 Buiandrugi 249
249

**5.3 PREVEDERI CONSTRUCTIVE PENTRU INFRASTRUCTURA**
5.3.1 Socluri din beton simplu 249
5.3.2 Socluri din beton armat 251
5.3.3 Pereti de subsol din beton simplu 251
5.3.4 Pereti de subsol din beton armat 251
5.3.5 Stratul suport al pardoselii 252
252

**5.4 PREVEDERI PENTRU ELEMENTE STRUCTURALE**
5.4.1 Pereti exteriori nestructurali 252
5.4.2 Pereti interiori de compartimentare 253
5.4.3 Elemente ce lucreaza in console verticale 254
**BIBLIOGRAFIE** 257
**ANEXE** 259

# NOTAȚII

| | |
|---|---|
| A | aria secțiunii transversale |
| $A_{str}$ | suprafața de strivire a zidăriei |
| $A_c$ | suprafața convențională de calcul a secțiunii |
| $A_E$ | valoarea încărcării seismice |
| $A_{id}$ | aria ideală |
| $A_{ie}$ | aria echivalentă care ia în considerare influența buiandrugilor |
| $A_e$ | aria unui singur etrier (ramură) |
| $a_g$ | componenta orizontală a accelerației terenului |
| $a_d$ | valorile de calcul ale datelor geometrice |
| $c_{ef}$ | coeficientul efectiv de siguranță |
| $c_{pr}$ | coeficientul de siguranță prescris |
| $C_b$ , $T_a$ | rezultante de calcul din beton și armătură |
| $C_b^n$ , $C_a^n$ | rezultante normate din beton și armătură |
| $C_{bd}$ , $C_{ad}$ | valori de calcul |
| $C_e$ | coeficient de expunere al amplasamentului construcției |
| $C_t$ | coeficient termic |
| $c_p$ | coeficientul aerodinamic de presiune |
| $c_r(z)$ | factorul de rugozitate |
| $c_g(z)$ | factorul de rafală |
| $c_t(z)$ | factorul topografic |
| $C_{fr}$ | coeficientul de frecare |
| $C_f$ | coeficient aerodinamic de forță |
| $C_d$ | coeficient de răspuns dinamic la vânt al construcției |
| $C_{Rz}, C_{Rb}, C_{Ra}$ | rezistențele de proiectare ale zidăriei, betonului și armăturii comprimate. |
| $E_m$ | modulul de elasticitatea al mortarelor |
| $E_z$ | modulul de elasticitate secant de scurtă durată |
| $E_{z,ld}$ | modulul de elasticitate de lungă durată |
| $E_d$ | valoarea de calcul a efortului secțional |
| $E_{d,st}$ | valoarea de calcul a efectelor acțiunilor |
| $E_{d,cap}$ | valoarea de calcul capabilă |
| $E_{cap}$ | efortul secțional capabil |
| $E_{max}$ | efortul secțional maxim |
| $e_s$ | excentricitatea structurală |
| $e_a$ | excentricitățea accidentală |
| $e$ | excentricitatea totală |
| $e_{mk}$ | excentricitatea corectată la cota $2/3h_e$ |
| $e_{sup}$ / $e_{inf}$ | excentricitățile din secțiunea superioară (sub centură) și inferioară (peste centură) |
| $e_k$ | excentricitate adițională care ține seama de influența curgerii lente |
| $e_{ox}$, $e_{oy}$ | excentricitate structurală, pe direcția longitudinală și transversală |
| $f_b$ | rezistența la compresiune standardizată |
| $f_{med}$ | rezistența medie la compresiune |

| | |
|---|---|
| $f_k$ | rezistența caracteristică |
| $f_e$ | rezistențele la compresiune a elementelor de zidărie |
| $f_m$ | rezistențele la compresiune a mortarului |
| $f_d$ | rezistența unitară de proiectare la compresiune |
| $f_{vk}$ | rezistența caracteristică la forfecare în rost orizontal |
| $f_{vko}$ | rezistența caracteristică inițială la forfecare |
| $f_{xk1}, f_{xk2}$ | rezistențele caracteristice la rupere prin întindere din încovoiere |
| $f_{xd1}, f_{xd2}$ | rezistențele unitare de proiectare la întindere din încovoiere |
| $f_{str}$ | rezistența la compresiune locală |
| $F_k F_d$ | valori caracteristice și de calcul ale acțiunilor |
| $F^n$ | încărcări normate |
| $f_{max}$, $\Delta_{max}$, $\alpha_{max}$ | valorile maxime ale săgeților, deplasărilor laterale și deschiderii fisurilor |
| $F_i$ | încărcări concentrate în dreptul planșeelor |
| $F_w$ | forța globală pe direcția vântului |
| $F_b$ | forța tăietoare de bază |
| $f_{zd}$, $f_{cd}$, și $f_{yd}$ | rezistențele de proiectare ale zidăriei, betonului și armăturii |
| $f_{sd}$ | rezistența de calcul la strivire a zidăriei |
| $f_{vd}$ | rezistența unitară de proiectare la forfecare a zidăriei în rost orizontal |
| $f_{vod}$ | rezistența unitară inițială de proiectare a zidăriei la forfecare în rost orizontal |
| $G_z$ | modulul de elasticitate transversal |
| $G_f$ | greutatea fundației |
| $G_{id}$ | valorile de calcul ale acțiunilor permanente |
| g | acceleraţia gravitaţională |
| $h_u$ | înălțimea elementului de zidărie |
| $h_{gol}$ | înălțimea golurilor adiacente |
| $h_r$ | înălțimea nominală a rândului de zidărie |
| $h_p$ | înălțimea peretelui între planșee |
| $h_z$ | înălțimea zidăriei pe un nivel |
| $h_e$ | înălțimea nivelului (etajului) |
| $h_c$ | înălțimea centurii |
| $h_{zf}$ | înălțimea (lungimea) de flambaj a peretelui |
| $H$ | înălțimea totală a peretului |
| $I_z$, $I_b$ | momentele de inerție ale secțiunilor de zidărie și de beton |
| $I_e$ | momentul de inerție echivalent |
| $I_{ew}, I_{es}$ | momentul de inerție echivalent pentru acțiunea vântului și a seismului |
| $k_w$, $k_s$ | rigiditățile la vânt sau seism |
| $l$ | suprapunerea elementelor de zidărie |
| $l_w$ | lungimea peretelui |
| $l_c$ | lungimea comprimată a inimii |
| $m_z$ | coeficientul condițiilor de lucru |
| $m$ | masa elementului |
| $M_0$ | momentul de răsturnare |
| $M_w$ | momentul încovoietor din vânt |
| $M_s$ | momentul încovoietor din seism |
| $M_{Rd}$ | rezistența de rupere la încovoiere |
| $M_{Edx1}$ , $M_{Edx2}$ | momentele produse de încărcările perpendiculare pe planul peretelui |
| $M_{Rdx1}$ , $M_{Rdx2}$ | rezistențele la încovoiere perpendiculare pe planul peretelui în plan orizontal și vertical |
| $M_c, M_r$ | momentele încovoietoare din câmp și de pe reazeme |
| $n_e$ | numărul de etrieri intersectați de o fisură înclinată la 45 de grade |
| $N_V, N_H$ | componentele efortului axial pe verticală și orizontală |
| $N_0$ | rezultanta încărcărilor gravitaționale |
| $n$ | numărul de niveluri |
| $N_{Ed}$ | efortul axial la nivelul de încastrare |
| $N_{Rd}$ | rezistența de proiectare la compresiune |
| $N_{zd}, N_{cd}, N_{ad}$ | rezistențele de compresiune ale zidăriei, betonului și armăturii |
| $N_{Rdi}$ | rezistența de proiectare a secțiunii ideale |
| $n_{c,ech}, n_{a,ech}$ | coeficienții de echivalență pentru beton și armătură |
| $N_{GD}$ | efortul axial |
| $p\%$ | densitatea pereților structurali |

| | |
|---|---|
| | încărcarea de la acoperiș sau mansardă |
| | încărcări de la planșee |
| | valorile de calcul ale acțiunilor variabile |
| | presiunea de referință a vântului |
| | factorul de comportare al structurii |
| | valoare caracteristică concentrată |
| | efortul secțional capabil al secțiunii |
| | rezistențele normate din zona comprimată a betonului și din armătură |
| | valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe sol |
| | ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzător perioadei fundamentale $T_1$ |
| | aria planșeului de la nivelul de calcul |
| | încărcarea seismică aferentă peretelui la nivelul de calcul |
| | grosimea pilaștrilor |
| | grosimea ideală |
| | grosimea inimii |
| | volumul elementului |
| | forța de frecare la baza clădirii |
| | forța tăietoare produsă de încărcarea orizontală |
| | rezistența de lunecare în rost orizontal |
| | efortul de proiectare pe diagonala panoului |
| | rezistența de proiectare a panoului în planul său |
| | presiunea (sau sucțiunea) caracteristică a vântului pe o suprafață |
| | rezultanta totală a vântului pe clădire |
| | încărcarea din vânt pe fâșie |
| | înălțimea zonei comprimate |
| | valoarea caracteristică a rezistenței unui material |
| $x_{CM}, y_{CM}$ | coordonatele centrului maselor |
| | poziția centrului de greutate în raport cu un capăt al peretelui |
| | valorile caracteristice ale încărcărilor din zăpadă |
| | înălțimea de referință |
| | coeficientul de dilatarea termică |
| $\beta$ | spectrul normalizat de răspuns seismic |
| | coeficientul parțial de siguranță al zidăriei |
| | coeficient parțial de siguranță pentru încărcări |
| | coeficientul parțial de siguranță al materialului |
| | greutatea specifică a materialului |
| $\gamma_I$ | factorul de importanță – expunere a construcției |
| $\sigma_r, \sigma_{fis}$ | eforturilor unitare de rupere și fisurare |
| $\delta$ și $\delta'$ | factori de conversie în funcție de tipul elementelor de zidărie |
| $\sigma_d$ | valoarea efortului unitar de compresiune normal pe rostul orizontal |
| $\Delta_a$ | abaterea posibilă |
| $\Delta b_{st}, \Delta b_{dr}$ | lungimea activă a tălpilor diafragmelor |
| $\Delta_{w(X)}\ \Delta_{s(X)}$ | deplasarea din vânt sau seism la cota $x$ |
| $\Delta S$ | încărcările suplimentare ale pereților, din efectul torsiunii |
| $\varepsilon_{fis}$ | deformațiile specifice de fisurare |
| $\varepsilon_r$ | deformațiile specifice de rupere |
| $\varepsilon_{uz}$ | valoarea deformației specifice ultime |
| $\varepsilon_b$ , $\varepsilon_a$ | deformațiile specifice în betonul și în armătura întinsă |
| $\mu_i$ | coeficient de formă pentru încărcarea din zăpadă pe acoperiș |
| $\rho$ | densitatea materialului |
| $\sigma_{badm}$ , $\sigma_{aadm}$ | eforturile unitare maxime admise în beton și armătură |
| $\sigma_{max}$ $\tau_{max}$ | eforturile unitare maxime normale și tangențiale |
| $\sigma_a$ și $\tau_a$ | valorile admisibile |
| $\sigma_{Ed}$ | efortul unitar de compresiune |

$\psi_0$ factorul de simultaneitate
$\phi_\infty$ coeficientul final de curgere lentă

# 1. ELEMENTE PENTRU ZIDĂRIE

## 1.1 DEFINIȚIA ZIDĂRIEI

Zidăria este un material de construcție neomegen, alcătuită din pietre de zidărie și materialul de legătură care le face să conlucreze (*mortar, legături metalice*), formând astfel un ansamblu bine solidarizat, capabil să preia solicitări fizice și mecanice și să asigure cerințele de izolare termică și fonică.
Datorită avantajelor pe care le are zidăria a fost folosită începând din antichitate, la realizarea clădirilor și a elementelor structurale: pereți, fundații, planșee sub formă de bolți și arce sau cupole.
*Avantajele* utilizării zidăriei la proiectarea elementelor structurale constau în:

- posibilitatea *utilizării materialelor locale* (piatră naturală, cărămidă arsă, nisip, var etc.);
- se poate *adapta la orice formă în plan* (drepte sau curbe), sub formă de arce sau cupole etc.;
- *rezistență mecanică bună* (ex: la compresiune);
- *rezistență la acțiunea factorilor de mediu* (agenți atmosferici și corozivi);
- *capacitate de izolare termică și acustică bune*, comportare bună la variațiile de temperatură și umiditate;
- *rezistență mare la foc;*
- *execuție relativ simplă*, necesitând mână de lucru cu calificare medie;

Zidăria prezintă și *dezavantaje*, cum ar fi:

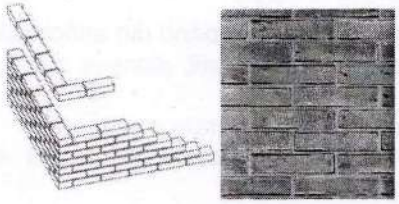
- *greutate proprie mare* și *rezistențe mecanice mai reduse* comparativ cu alte materiale (oțelul sau betonul);
- tehnologia de execuție implică un *consum mare de manoperă*, dificultăți de industrializare și un grad redus de mecanizare;
- adeziunea redusă a mortarelor cu pietrele de zidărie conduce la o rezistență mecanică redusă la acțiuni dinamice;

Elementele de zidărie se dispun după reguli bine stabilite, în funcție de mărimea și grosimea zidăriei pentru a se realiza țeserea și caracterul monolit, respectiv asigurarea unor proprietăți mecanice cât mai bune (de ex: rezistență la compresiune).
Prin țeserea zidăriei se înțelege dispunerea elementelor de zidărie astfel încât rosturile verticale să nu fie continue. În mod obișnuit, țeserea se realizează la fiecare rând orizontal (asiză).

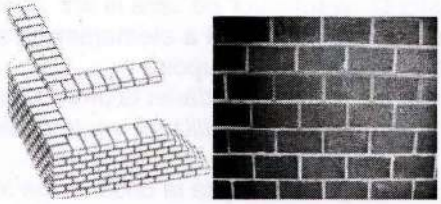
*Regulile* care trebuie respectate, în vederea obținerii rezistențelor maxime, sunt:

- *rosturile orizontale* trebuie să fie plane, iar pietrele să aibă fețele perpendiculare pe direcția efortului, astfel ca încărcările gravitaționale (verticale) să acționeze, perpendicular pe planul lor;
- *rosturile verticale transversale* trebuie să fie perpendiculare pe fețele văzute ale zidăriei, pentru a se evita pericolul de dislocare a pietrei sub efectul de pană;
- rosturile verticale transversale, trebuie țesute la fiecare rând de cărămizi astfel încât unui rost dintr-un rând să-i corespundă un plin în rândul următor, pentru a evita formarea stâlpișorilor izolați;
- *grosimea teoretică a rosturilor* orizontale este de 12 mm, iar a celor verticale de 10 mm.

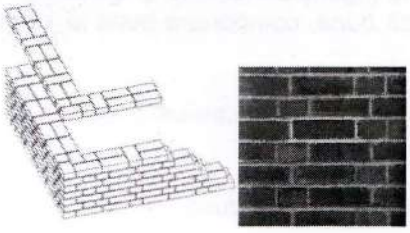
Prin țeserea zidăriei se urmărește întreruperea rosturilor verticale și o suprapunere cât mai bună a elementelor de zidărie. În funcție de mărimea elementelor pentru zidării și grosimea peretelui, putem avea zidării fără rosturi verticale longitudinale (Fig. 1.1a și b), respectiv cu rosturi verticale longitudinale (Fig. 1.1.c,d,e,f).



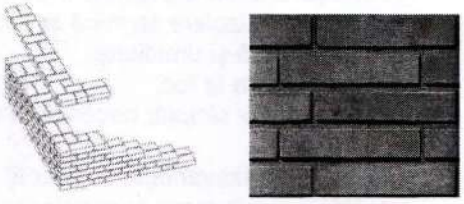
a.zidărie de ½ cărămidă



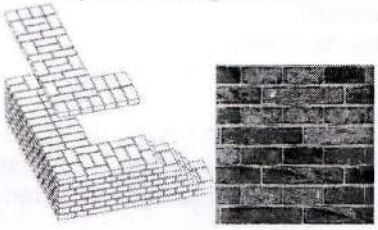
b.zidărie de 1 cărămidă



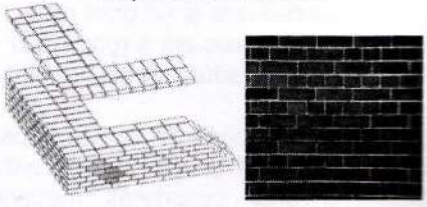
c.țesere călugărească



d. țesere flamandă



e. țesere olandeză



f. țesere englezească

Fig. 1.1 Moduri de țesere a zidăriei

Țeserea cu rosturi de mortar longitudinal conduce la crearea de pereți cu grosimi mai mari decât lungimea elementelor; se folosea în trecut pentru a realiza pereți exteriori groși care să îndeplinească și rolul de izolare termică.

Datorită avantajelor pe care le are, zidăria se utilizează pe scară largă la construirea de pereți, coșuri de fum, ziduri de închidere a proprietăților de teren, etc. În trecut s-a folosit și la realizarea de bolți din zidărie, arce pentru planșee sub formă de bolțișoare cu rezemare pe grinzi din profile metalice, beton armat monolit sau prefabricat, etc.

Pentru a se asigura o țesere eficientă și o comportare bună a peretelui, suprapunerea elementelor de zidărie trebuie realizată astfel:

- dacă $h_u \leq 250$ mm, suprapunerea $l \geq 0{,}4h_u$ sau $l \geq 40$ mm
- dacă $h_u > 250$ mm, suprapunerea $l \geq 0{,}2h_u$ sau $l \geq 100$ mm

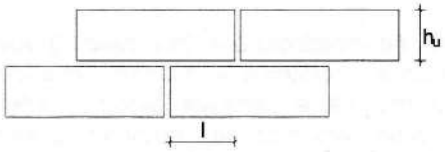



Fig. 1.2 Suprapunerea elementelor de zidărie

## 1.2 MATERIALE PENTRU ZIDĂRII

### 1.2.1 Elemente pentru zidării

Elementele de zidărie se pot realiza într-o varietate mare: din argilă arsă, beton greu sau ușor sau beton celular autoclavizat. Pot fi pline, obișnuit din argilă arsă și BCA sau cu goluri verticale (Fig.1.3), elemente ceramice sau din beton. Pot fi și cu goluri orizontale utilizate pentru pereți interiori de compartimentare.

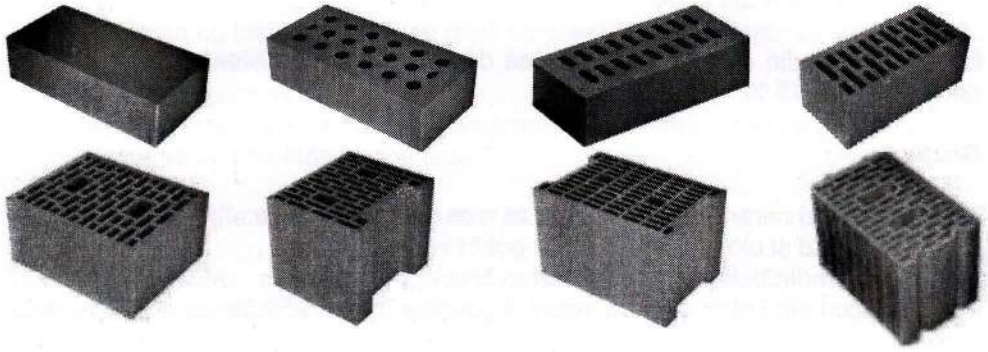


Fig. 1.3- Tipuri de cărămizi

Pentru executarea zidăriilor se pot utiliza tipurile de elemente care corespund normelor SR EN 777/1-6, asimilate în România.

Conform normativului CR6-2006 [12] elementele pentru zidării se clasifică astfel:

a.) Cărămizi ceramice pline conform SR EN 771-1 (240x115x63m). Sunt de tip HD (high density), cu densitate aparentă $\rho_a$>1000 kg/m$^3$;
b.) Cărămizi și blocuri ceramice cu goluri verticale conform SR EN 771-1. Pot fi de tip HD cu $\rho_a$>1000 kg/m$^3$, cu dimensiuni de 240x115x88, 240x115x138, 290x140x88, 290x140x138, 290x240x138, 290x240x88290x240x188m 365x180x138 și de tip LD (light density) cu $\rho_a$≤1000 kg/m$^3$ (numai pentru zidării protejate);
c.) Elemente (blocuri) din beton greu (cu agregate obișnuite) sau din beton ușor cu agregate ușoare, conform SR EN 771-3/ (290x240x138);
d.) Elemente (blocuri) din beton ușor autoclavizat (BCA) conform SR EN 771-4 (240x300x600, 200x240x600, 150x300x600);
e.) Elemente din piatră naturală cioplită sau prelucrată conform SR EN 771-6.

### 1.2.1.1 Gruparea elementelor pentru zidării

Elementele pentru zidării se încadrează în trei clase (grupe), în funcție de nivelul de încredere al proprietăților mecanice și de caracteristicile geometrice: volumul golurilor (%), grosimea minimă a pereților blocului: interioare (între goluri) și exterioare (de la gol la marginea blocului); grosimea cumulată a tuturor pereților (plinurilor dintre goluri), pe fiecare direcție a blocului etc.
Gruparea elementelor pentru zidării în grupe (care sunt clase de calitate) se utilizează pentru:

- determinarea rezistenței la compresiune a zidăriei;
- stabilirea domeniilor și condițiilor de utilizare a zidăriei (zona seismică, numărul de niveluri) în funcție de clasa elementelor utilizate.

**Grupa 1:**

- cărămizi ceramice pline;
- cărămizi ceramice cu goluri de uscare rotunde;
- blocuri din beton usor cu goluri având volumul total al golurilor $V_{gol}$≤25 %;
- blocuri pline din BCA.

La elementele din clasa I probabilitatea de a nu atinge rezistența la compresiune declarată este ≤5 %.

**Grupa 2:**

- cărămizi ceramice cu goluri de uscare dreptunghiulare;
- cărămizi și blocuri ceramice cu goluri verticale;
- blocuri din beton ușor cu goluri având $V_{gol}$=25-50 %;
- blocuri din beton greu cu volumul golurilor între 25-50 %;

În **grupa 2S** se încadrează cărămizile și blocurile din argilă arsă cu goluri verticale și geometrie specială (cu pereți subțiri) care îndeplinesc următoarele condiții (Fig. 1.4):

- volumul golurilor să fie ≤ 50 % din volumul blocului;
- grosimea pereților exteriori ai blocului de zidărie să fie 11 ≤$t_e$≤15mm;

- grosimea pereților interiori să fie 6 ≤$t_i$≤10mm;
- pereții interiori ai blocului să fie continui pe toată lungimea blocului;
- legea caracteristică σ- ε a zidăriei să fie de tip elasto-plastic, dar poate avea o ductilitate limitată.

11 ≤$t_e$≤15mm
6 ≤$t_i$≤10mm

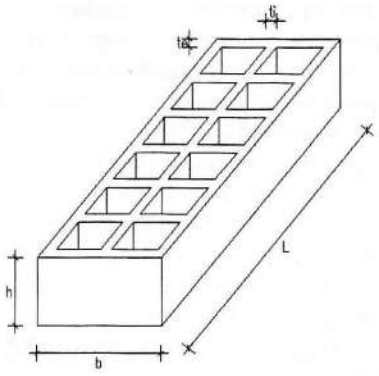



Fig. 1.4

Pentru zonele seismice cu $a_g$≤0,12g elementele din grupele 1 și 2 se folosesc fără nici o limitare.
Pentru zonele seismice cu $a_g$ ≥0,16g se pun condiții referitoare la caracteristicile geometrice.
În funcție de densitatea aparentă elementele din argilă arsă pot fi de tip LD (low density) cu densitatea ≤1000kg/m$^3$ și HD (high density) cu densitatea > 1000 kg/m$^3$.
Elementele din BCA se clasifică în șase clase (BCA 1, BCA 2, BCA 3, BCA 4, BCA 5, BCA 6) unde indicele reprezintă rezistența medie minimă.
Elementele pentru zidării se clasifică în funcție de profilația exterioară a elementelor, astfel:

- elemente cu toate feţele plane (fără amprente sau profilaţie; cu sau fără cavitate interioară de prindere);
- elemente cu locaş de mortar;
- elemente cu locaş de mortar şi amprente suplimentare pentru mortar;
- elemente cu profilaţie "nut şi feder".

### 1.2.1.2 Proprietățile elementelor pentru zidării

Elementele pentru zidării se caracterizează prin proprietăți mecanice (de rezistență) și proprietăți fizice.

#### 1.2.1.2.1Proprietățile mecanice

În codul CR6-2006 [12] respectiv (SR EN) se consideră numai rezistențele la compresiune a elementelor, care pot fi:

- rezistența la compresiune standardizată ($f_b$);

- rezistența medie la compresiune ($f_{med}$);
- rezistența caracteristică ($f_k$).

a.) *Rezistența standardizată* la *compresiune* ($f_b$) reprezintă o rezistență de referință, fiind rezistența la compresiune a unui element de zidărie uscată în aer, cu dimensiunile 100 mm lățime x 100 mm înălțime. Întrucât nu avem elemente de zidării cu aceste dimensiuni, rezistența standardizată la compresiune este o rezistență teoretică și reprezintă un numitor comun prin care se pot compara rezistențele la compresiune ale diverselor elemente pentru zidării. La cerere, producătorul trebuie să declare această rezistență.

b.) *Rezistența medie la compresiune* reprezintă rezistența determinată prin încercări pe elemente de zidărie cu dimensiuni de fabricație;

c.) *Rezistența caracteristică* la compresiune este determinată experimental prin metode statistice pe baza unor curbe cunoscute de distribuție a frecvențelor.

Utilizarea statisticii matematice permite determinarea rezistenței caracteristice astfel încât valori mai mici decât această rezistență să fie posibile cu o anumită probabilitate (de ex 5%).

Conversia de la o valoare la alta a rezistențelor la compresiune poate fi realizată astfel:

$$f_b=\delta.f_{med} \quad (1.1)$$

$$f_{med}=\delta'.f_k \quad (1.2)$$

unde:

$\delta$ și $\delta'$ sunt factori de conversie în funcție de tipul elementelor de zidărie ($\delta$ =0,8-1,55 iar $\delta'$ este dat de producător).

Pentru elementele de zidărie produse în România, valorile factorului $\delta$ și rezistențele $f_{med}$ și $f_b$ sunt date în tabelul 1.1.

*Tab. 1.1*

| Elemente pentru zidărie | Factor $\delta$ | $f_{med}$ [N/mm$^2$] | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3.5 | 4 | 5 | 7.5 | 10 |
| Cărămizi ceramice pline (240x115x63) | 0.81 | - | - | - | 6.1 | 8.1 |
| Cărămizi și blocuri ceramice cu goluri verticale (240x115x88; 290x240x138mm) | 0.92 | - | - | - | 6.9 | 9.2 |
| Cărămizi și blocuri ceramice cu goluri verticale (240x115x138mm) | 1.12 | - | - | - | 8.4 | 11.2 |
| Cărămizi și blocuri ceramice cu goluri verticale (290x140x88mm) | 0.87 | - | - | - | 6.5 | 8.7 |
| Blocuri cu goluri din beton obișnuit și ușor(290x240x188mm) | 1.07 | - | - | - | 8.0 | 10.7 |
| Blocuri mici pentru zidărie din BCA | 1.10 | 3.8 | 4.4 | 5.5 | - | - |

Valorile rezistențelor la compresiune a elementelor pentru zidărie se utilizează pentru determinarea rezistenței zidăriei. Ele trebuie să fie date ca valori minimale și garantate de producător printr-un certificat în conformitate cu norma de produs. În lipsa certificatului de conformitate, ori de câte ori există dubii privind calitatea elementelor pentru zidărie cu norma respectivă, punerea în operă se va face numai după efectuarea unor încercări sistematice la recepție.

Elementele pentru zidării au și alte rezistențe, cum sunt:

- rezistența la întindere din încovoiere;

- rezistența la forfecare;
- rezistența la strivire (compresiune locală).

Aceste rezistențe influențează rezistența zidăriei la compresiune, datorate eforturilor suplimentare care apar în zidării ca urmare a neuniformităților mortarului din rosturi, neplaneității fețelor zidăriei, etc.

1.2.1.2.2 **Proprietățile fizice ale elementelor pentru zidării,** care se iau în considerare în cazul elementelor utilizate la exterior fără protecție sau cu protecție limitată, sunt:

- densitatea aparentă și absolută în stare uscată;
- absorbția de apă;
- conținutul de săruri solubile active.

Pentru a evita reducerea rezistenței la compresiune a mortarului și mai ales micșorarea aderenței acestuia la elementele de zidărie, în proiect se vor prevedea măsuri adecvate de protecție în funcție de viteza de absorbție inițială a apei, pentru elemente declarate de producător.
Caracteristicile de rezistență și de deformare a pietrelor de zidărie cresc odată cu densitatea aparentă, iar absorbția de apă variază invers proporțional cu aceasta.

Elementele de zidărie se aleg în funcție de: destinația și gradul de durabilitate a construcției, zona seismică, zona climatică, poziția și rolul elementului de construcție, regimul de înălțime, etc.

### 1.2.2 Mortare pentru zidării

Mortarele pentru zidării au rolul de-a lega între ele elementele de zidărie, având un rol important în asigurarea calității zidăriei. În acest context, mortarul trebuie să fie capabil să:

- asigure legătura între elementele de zidărie prin aderență iar după ruperea aderenței, prin frecare;
- transmită și să uniformizeze eforturile interioare și unele deformații care pot să apară între elementele de zidărie;
- asigure rezistența mecanică la compresiune, la întindere și la forfecare a zidăriei;
- asigure protecție împotriva infiltrațiilor de apă și de aer din exteriorul clădirii.

Mortarele pentru zidării se realizează din următoarele componente: liant, nisip și apă. Calitățile mortarelor sunt determinate în principal de calitatea liantului.
Ca lianți pentru mortarele de zidării se folosesc: argila, varul și cimentul.
**Mortarele de argilă,** au rezistențe mecanice scăzute și o slabă aderență la blocurile din zidărie. Rosturile cu mortar de argilă au efecte usor impermeabilizante, evacuarea apei din zidării fiind în consecință încetinită, iar apariția igrasiei favorizată.
**Mortarele de var,** au rezistențe la compresiune scăzute, care pot fi îmbunătățite prin adăugarea de ciment. Mortarul de var se încadrează la clasa M1, mortarele

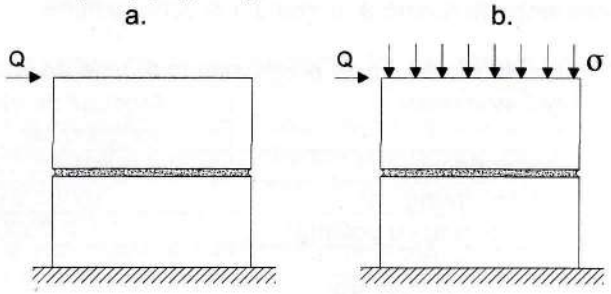
Valoarea rezistenței la compresiune crește odată cu scăderea grosimii stratului de mortar, rezistența zidăriei fiind dată pentru grosimea rosturilor orizontale de cca. 10-12 mm. Această grosime este uzuală în cazul executării manuale a zidăriei.
Pentru rosturi cu grosimi mai mici de 10 mm, respectiv pentru zidării cu rosturi subțiri, rezultă rezistențe mai mari ale zidăriei, dar acestea nu se utilizează în prezent pe o scară largă și nu sunt incluse în codul CR6-2006 [12].

#### 1.2.2.1.2 Aderența între elementele de zidărie și mortar

**Aderența** definește legătura între mortar și cărămidă și se cuantifică prin rezistența la ruperea prin forfecare a mortarului dintr-un rost orizontal.
Pentru masivul de zidărie, mortarul asigură, prin aderență:

- rezistența la eforturile de întindere și/sau forfecare provenite din încărcările exterioare;
- rezistența la eforturile interioare datorate variațiilor dimensionale (din contracție sau din temperatură);
- etanșeitatea la pătrunderea apei și a aerului.

Evaluarea aderenței se face prin determinarea rezistenței caracteristice (de referință) la forfecare inițială ($f_{vko}$), determinată prin încercări având ca document de referință SR EN 1052-3. Rezistența la forfecare inițială reprezintă rezistența la forfecare a zidăriei în rost orizontal, fără a avea eforturi unitare de compresiune (σ) perpendiculare pe rost (σ=0) (Fig. 1.5).




$$f_{vko} = \frac{Q_r}{A_f},\ \sigma = 0 \qquad f_{vk} = \frac{Q_r}{A_f},\ \sigma > 0$$

Fig. 1.5

$Q_r$ - încărcarea de rupere prin forfecarea rostului orizontal

a, b – fără efort, respectiv cu efort de compresiune în rost

$A_f$ - aria forfecată

Ruperea aderenței are caracter fragil iar în cazul solicitărilor cu intensitate ridicată se propagă rapid, fără a se putea realiza redistribuția eforturilor către elementele neafectate.
În cazul în care este produsă de efectele tasărilor sau a variațiilor de temperatură, ruperea aderenței nu pune probleme deosebite legate de siguranța structurală a clădirii dar fisurile apărute în cazul în care s-au produs în pereții exteriori, pot constitui surse de pătrundere a apei.

#### 1.2.2.1.3 Lucrabilitatea

Este determinată de consistența mortarelor, care se va alege astfel încât să fie asigurată umplerea completă a rosturilor de zidărie.
Proporțiile în care se dozează liantul sunt determinate de caracteristica fizică care trebuie obținută: pentru o mai bună ***lucrabilitate***, se mărește cantitatea de var, iar pentru o ***rezistență mecanică*** îmbunătățită, se mărește cantitatea de ciment.
Cantitatea de apă în amestecul de mortar influențează lucrabilitatea și consistența acestuia și trebuie corelată cu capacitatea de absorbție a apei de către piatra (elementul) de zidărie.

#### 1.2.2.1.4 Modulul de elasticitate al mortarelor

Caracteristicile de deformare ale mortarului de ciment (modulul de elasticitate, curgerea lentă, contracția), sunt asemănătoare cu cele ale betoanelor. Mortarele de var au contracții mai mari și sunt mai deformabile în comparație cu cele din var-ciment sau numai din ciment.
Modulul de elasticitatea al mortarelor poate fi determinat aproximativ cu relația:

$$E_m = 1000 \cdot R_m \qquad [N/mm^2] \qquad (1.3)$$

unde: $R_m$ este rezistența de rupere a mortarului la compresiune.

*Tab. 1.2 Valoarea modulului de elasticitate în funcție de tipul mortarului*

| Tipul mortarelor | Modulul de elasticitate longitudinal $E$ $(N/mm^2)$ |
|---|---|
| Mortar de var | 100....1000 |
| Mortare de ciment-var | 1500...25000 |
| Mortare de ciment sau cu polimeri | > 25000 |

### 1.2.3 Alte materiale pentru zidării

Pe lângă elementele de zidărie și mortar, la execuția pereților din zidărie se mai utilizează beton și oțel pentru elementele de confinare (stâlpișori și centuri) sau pentru stratul median al zidăriilor cu inimă armată. Clasa betonului se stabilește prin calcul dar va fi cel putin C12/15. Pentru stratul median al pereților din zidărie cu inima armată dimensiunea agregatelor va fi:

- ≤10 mm pentru grosimea stratului median sub 10 cm sau când acoperirea armăturii este ≤ 25 mm;
- ≤ 12 mm, în celelalte cazuri.

Pentru a se asigura betonarea corectă a elementelor, clasele de consistență ale betonului proaspăt, definit conform NE 012-99 se vor lua astfel:

- pentru stâlpișori cu secțiune ≤ 750 $cm^2$: T4;
- pentru stâlpișori cu secțiunea >750 $cm^2$: T3/T4;
- pentru centuri (indiferent de mărimea secțiunii) T3/T4;
- pentru stratul median la pereții din ZIA
  - cu grosimea stratului median ≥10 mm: T4;
  - cu grosimea stratului median <10 cm: T4/T5.

În construcţiile din zidărie, oţelul este folosit pentru: armarea betonului/ groutului de umplutură în cazul ZIA, armarea elementelor de confinare (stâlpişori şi centuri) şi a rigle1or de cuplare (buiandrugi) la pereţii din zidărie cu goluri pentru uşi/ferestre.
Barele plaselor pot fi din oţel rotund, neted sau profilat, sau din platbande cu dimensiunile barelor în funcţie de grosimea rostului de mortar. Diametrul minim al barelor longitudinale este de 3 mm pentru utilizare structurală şi 1.25 mm pentru utilizare nestructurală
Pentru lucrările de consolidare se pot folosi şi polimeri armaţi cu fibre (FRP) sub formă de bare (care se introduc în rosturile orizontale) sau sub formă de ţesătură (care se înglobează în tencuială).

## 1.3 TIPURI DE ZIDĂRII

Clasificarea zidăriilor se poate face după tipul pietrelor, modul de alcătuire, natura solicitărilor, etc.

a.) după tipul elementelor din care sunt alcătuite, zidăriile pot fi:
- din piatră naturală brută sau prelucrată (cioplită, moloane, poligonală, de talie);
- din pietre artificiale ceramice: cărămizi pline și blocuri cu goluri verticale;
- din blocuri cu goluri din beton greu sau ușor;
- din blocuri din BCA.

b.) după modul de alcătuire:
- zidării simple, care au în componența lor un singur tip de elemente de zidărie;
- zidăriile mixte alcătuite din două sau mai multe straturi paralele realizate din materiale diferite, strâns legate între ele prin țesere, cu mortar sau elemente metalice (zidărie din blocuri mici sau piatră naturală și un strat de zidărie de cărămidă de fațadă.);
- zidării complexe (zidărie confinată), obținută prin asocierea zidăriei cu elemente din beton armat (stâlpi, centuri), cu rol în creșterea *rigidității* și *ductilității* structurale.
- zidării armate, prin înglobarea armăturilor în masa zidăriei introduse în rosturile de mortar orizontale (armare transversală) sau în rosturi verticale ale zidăriei (armare longitudinală). Zidăria confinată poate fi prevăzută suplimentar cu armături (din oțel sau alte materiale) în rosturile orizontale în cantități suficiente, pentru a crește rezistențele mecanice (în special rezistența la forfecare) și ductilitatea peretelui.

c.) după natura solicitărilor:
- elemente structurale solicitate la compresiune excentrică, supuse la încărcări gravitaționale (stâlpi, pereți portanți, pereți autoportanți) și la acțiuni orizontale din vânt sau seism;
- elemente supuse la solicitări rezultate din acțiuni fizice (solicitări termice) sau chimice (agresivități) produse în mediul exterior;
- pentru elemente nestructurale: pereți de umplutură, pereți de compartimentare, parapeți, etc.

În figura 1.6 [28] se prezintă diverse tipuri de zidării utilizate în cazul clădirilor cu pereți structurali din zidărie.

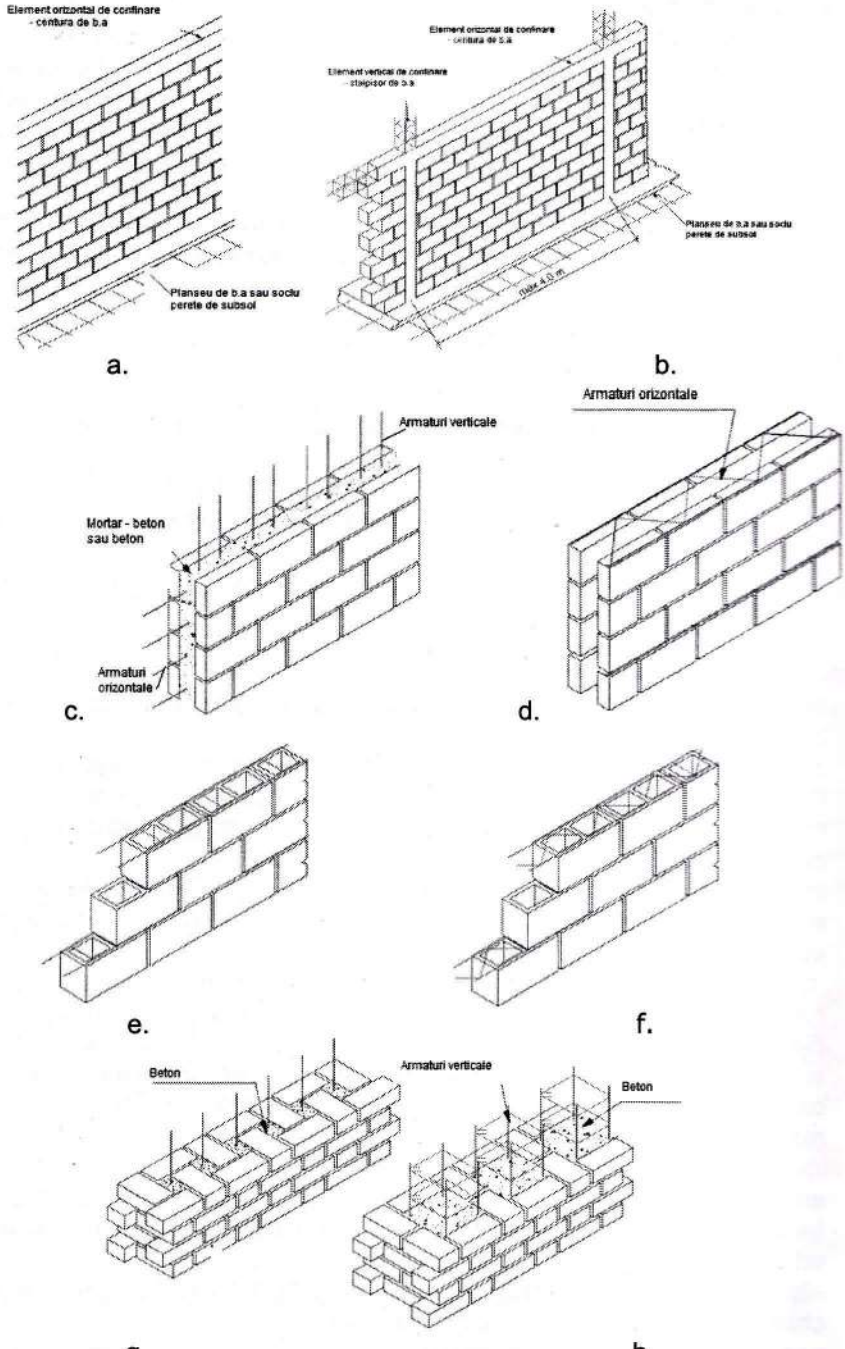



Fig. 1.6 Zidării folosite la clădiri cu pereți structurali (diafragme) din zidărie: a. zidărie nearmată; b. zidărie confinată; c. zidărie cu inimă armată, d.- din două straturi legate cu armături orizontale, e, f.- din elemente de zidării din beton cu goluri, g,h.- zidării cu armare longitudinală

## 1.4 Proprietăți mecanice ale zidăriei

### 1.4.1Starea complexă de eforturi în zidăria solicitată la compresiune centrică

Mortarele de zidărie, care umplu rosturile orizontale și verticale, au rolul de-a lega elementele de zidărie între ele și de-a forma din zidărie un element monolit, care, în mod simplificat, se consideră un element omogen și izotrop. În realitate, dacă se consideră un element experimental din zidărie (de ex: un stâlpișor) solicitat la compresiune centrică, elementele de zidărie și mortarul se află într-o stare complexă de eforturi. Elementele de zidărie sunt supuse în același timp la compresiune excentrică și locală, încovoiere, forfecare și întindere, chiar dacă încărcarea de compresiune centrică este uniform repartizată pe întreaga secțiune a elementului comprimat.

Starea complexă de eforturi este determinată de o serie de cauze, cum sunt:

- deformabilitatea diferită a elementelor de zidărie și a mortarului;
- neuniformitatea mortarului din rosturile orizontale;
- neuniformitatea elementelor de zidărie;
- prezența și mărimea golurilor verticale din elementele de zidărie.

Neuniformitatea mortarului se datorează modului de preparare, execuție și întărire. Mortarul proaspăt este neuniform, prezintă cocoloașe, neuniformitatea liantului, agregatului, apei și plastifianților. Prin urmare, rezultă neuniformități ale mortarului în rosturile orizontale. Datorită acestor cauze, precum și absorbției de apă diferită a elementelor de zidărie, mortarul se întărește neuniform și leagă neuniform pietrele de zidărie. Există porțiuni ale rosturilor orizontale cu surplus de mortar, în timp ce în alte porțiuni mortarul nu umple complet rosturile orizontale.
Pierderea neuniformă a apei provoacă variația aderenței mortarului la elementele de zidărie și contracții diferite în procesul de întărire. Fenomenul fizic de contracție la uscare a mortarului este împiedicat de aderența sa la elementele de zidărie. Prin urmare, apar eforturi din contracții (întinderi în mortar, respectiv compresiuni în elementele de zidărie), care uneori pot provoca desprinderea mortarului pe unele porțiuni.
În final, mortarul întărit are porțiuni rigide și porțiuni mai puțin rigide, ceea ce determină apariția de eforturi concentrate pe suprafața elementelor de zidărie (Fig. 1.7).

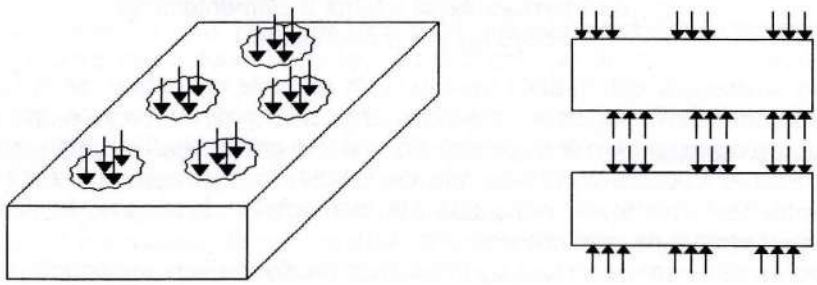


Fig. 1.7 Transmiterea neuniformă a eforturilor verticale de compresiune prin rosturile orizontale

Ca urmare, elementele de zidărie sunt supuse la diverse solicitări, cum sunt:
- compresiunea locală;
- forfecare;
- încovoiere.

Neuniformitatea mortarului din rosturile orizontale este influențată și de modul de execuție a zidăriei. La punerea în operă nu se poate realiza o suprapunere perfectă a elementelor pe suprafața mortarului, deoarece zidarul nu poate executa o nivelare perfectă a mortarului și o apăsare uniformă a elementelor de zidărie, rezultând grosimi neuniforme ale rosturilor orizontale și dispuneri înclinate ale elementelor de zidărie, care nu corespund cu dispunerea teoretică orizontală.
De asemenea elementele de zidărie sunt neuniforme. Teoretic trebuie să aibă grosimi constante și fețe orizontale plane și paralele. În realitate există variații de grosime la același element de zidărie și neparalelismul suprafețelor precum și abateri de planeitate (curbări ale elementelor) ca urmare a unor deficiențe care pot să apară în procesele de ardere și uscare.

Starea complexă de eforturi, în timpul solicitării, este determinată în cea mai mare măsură de deformabilitatea diferită a elementelor de zidărie și a mortarului. În general, elementele de zidărie reprezintă un procent de cca.85% dintr-un element de zidărie, în timp ce mortarul reprezintă un procent de numai 15%, însă ponderea deformațiilor mortarului în deformația totală a zidăriei este de cca. 85%, în timp ce ponderea deformației elementelor de zidărie este de cca. 15 % (Fig. 1.8).

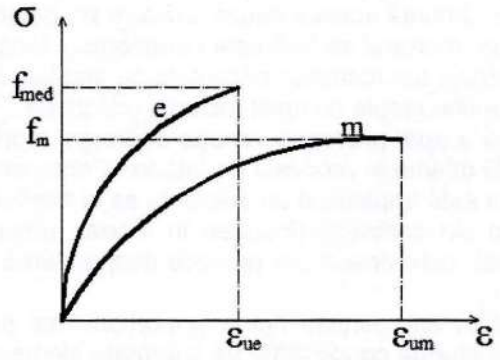



Fig.1.8 Deformabilitatea diferită a elementelor de zidărie (e) și a mortarului (m)

Dacă se analizează deformațiile mortarului în rosturile orizontale, se constată că supus compresiunii verticale, mortarul are deformații orizontale importante. Mortarul are tendința de-a ieși (refula) din rosturile orizontale, fiind însă impiedicat de aderența și frecarea cu elementele de zidărie. În felul acesta, rezultă eforturi importante de întindere pe orizontală ale elementelor de zidărie, în timp ce în mortar apar eforturi de compresiune (Fig. 1.9).
Eforturile de întindere orizontală a elementelor de zidărie sunt importante și în final conduc la apariția unor fisuri verticale. Prin creșterea solicitării se formează noi fisuri verticale, cele existente se dezvoltă și în final se distruge elementul de zidărie.

de ciment-var la clasele M1,5 (minime) și M2,5 (maxime). Rezistențele la forfecare ale mortarelor de var sunt mai ridicate decât ale mortarelor de argilă, cu valori de la 2...5,6 daN/m$^2$.
Mortarele de var stins (var gras sau nehidraulic) au porozitate ridicată, ceea ce face ca umezeala din zidării să poata fi evacuată prin rosturi, pereții uscându-se într-o perioadă de timp relativ scurtă.
**Mortarele de ciment**, au în componența lor ciment Portland în raport de cca. 1:4 cu nisipul. Aceste mortare se încadrează la clasa M10,0, iar rezistențele la forfecare depășesc de multe ori valoarea de 10 daN/cm$^2$, ceea ce îi conferă zidăriei un grad ridicat de monolitism.
Pentru pereții portanți supuși la încărcări mari, se pot utiliza mortare de înaltă rezistență, cu aderență sporită, care îmbunătățesc rezistența zidăriei la întindere.
Mortarele superioare pot fi mortare de ciment sau de var cu adaos de polimeri: mortar de ciment cu adaos de latex sau mortare simple numai din polimeri (rășini epoxidice, cu sau fără latex, sau adaos de ciment)
În conformitate cu prevederile codului CR6-2006 [12], mortarele pentru zidării se clasifică astfel:

a.) **Mortare pentru zidării cu utilizare generala** (G), care pot fi mortare de rețetă și mortare performante.
Mortarele de rețetă se realizează prin utilizarea de rețete date și verificate în prealabil, care exprimă componentele de volum ale lianților și nisipul. De exemplu, pentru un mortar de ciment și nisip de 2:5, respectiv mortar din ciment, var și nisip: 1:1:5.
Mortarele performante se realizează pe baza unor rețete speciale, propuse de proiectant.
În funcție de modul de realizare, mortarele pentru zidării cu utilizare generală pot fi:

- industriale, uscate sau proaspete. Cele uscate necesită la șantier amestecarea cu apă, iar cele proaspete sunt aduse din stații de preparare a mortarelor.
- preparate pe șantier.

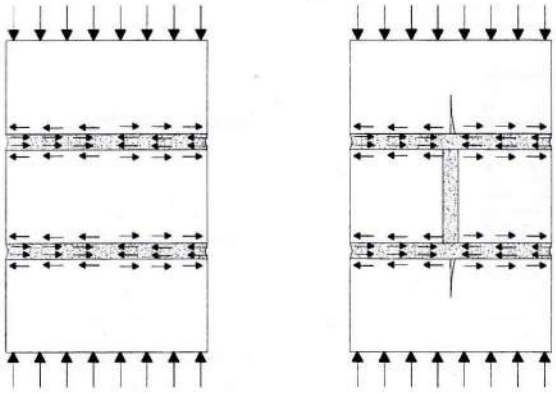
b.) **Mortare speciale pentru zidării**, care pot fi mortare ușoare sau mortare pentru zidării cu rosturi subțiri.

### 1.2.2.1Proprietățile mortarelor pentru zidării

**1.2.2.1.1 Rezistența medie la compresiune** se determină experimental, luând ca document de referință SR EN 1015-11.
Rezistența medie la compresiune reprezintă marca mortarului și se notează cu litera M, urmată de rezistența medie la compresiune, în N/mm$^2$. De exemplu M5: mortar cu rezistența medie la compresiune de 5N/mm$^2$.
La mortarele cu compoziție prescrisă, pe lângă marcă, poate fi specificată și compoziția. De exemplu, M5-1:1:5, unde cifrele reprezintă compoziția volumetrică a componenților ciment: var:nisip. Mortarele trebuie să aibă cel puțin clasa M1.
Valoarea medie a rezistenței de rupere la compresiune a mortarelor variază în funcție de liantul folosit, astfel:

- mortare de var..... 0.1 ÷ 1.0 N/mm$^2$
- mortare de ciment-var ..... 1.5 ÷ 25.0 N/mm$^2$
- mortare de ciment sau cu polimeri.....> 25.0 N/mm$^2$

Se constată că prezența rosturilor verticale longitudinale are o influență nefavorabilă, rezistența unitară la compresiune a acestei zidării fiind mai mică în comparație cu zidăria fără rosturi verticale longitudinale.



a. b.

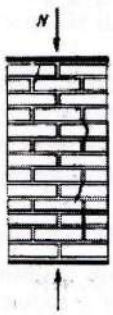
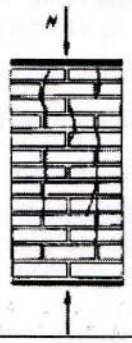
Fig. 1.9 Eforturi datorate deformabilității diferite a elementelor de zidărie și a mortarului. a,b- zidărie fără rosturi verticale longitudinale (a),respectiv cu rosturi verticale longitudinale (b)

Efectul de refulare a mortarului din rosturile orizontale crește o dată cu creșterea grosimii rosturilor, fiind favorizat și de grosimea neuniformă a rosturilor orizontale datorită neparalelismului fețelor elementelor de zidărie și abaterii de la orizontală a elementelor de zidărie. La zidării cu rosturi subțiri fenomenul de refulare a mortarului din rosturi este mult diminuat, ceea ce duce la creșterea rezistenței zidăriei la compresiune.

### 1.4.2 Stadiile de lucru ale elementelor din zidărie solicitate la compresiune centrică

Există 4 stadii de lucru ale elementelor de zidărie (stâlpi, pereți) solicitate la compresiune axială centrică, în funcție de mărimea eforturilor de compresiune.
Stadiile de lucru și mecanismul de rupere ale elementelor din zidărie solicitate la compresiune centrică sunt prezentate în tabelul 1.3.
Valoarea încărcării de fisurare depinde de proprietățile mecanice, de deformabilitatea celor două materiale componente și de modul de execuție a zidăriei.
Raportul dintre efortul de fisurare și cel de rupere ($N_{fis}/N_r$) exprimă rezerva de siguranță a zidăriei după fisurare. Dacă acest raport este mic, zidăria fisurată are o rezervă suficientă de rezistență și nu pune în pericol siguranța construcției. Prin creșterea raportului ($N_{fis}/N_r$) se accentuează caracterul fragil al ruperii elementelor de zidărie, scade rezerva de rezistență a elementului și siguranța construcției.
În tabelul 1.4 se prezintă orientativ valoarea raportului ($N_{fis}/N_r$) în funcție de tipul mortarului și vârsta zidăriei. Se constată că zidăriile realizate cu mortar de ciment au ruperi mai fragile și rezerve de siguranță mai reduse în comparație cu zidăriile cu mortar de var.

*Tab. 1.3 Stadiile de lucru al zidăriei*

| Stadiul de lucru al zidăriei | Schița | Domeniul de variatie a lui N | Caracteristici |
|---|---|---|---|
| I | | $N<N_{fis}$ | ***Stadiul exploatării normale***, când zidăria nu prezintă fisuri, încărcarea având o valoare redusă. |
| II |  | $N=N_{fis}$ | **Stadiul de fisurare**<br>Apariția primelor fisuri verticale datorită eforturilor de întindere, încovoiere și forfecare; Fisurile apar de regulă în continuarea rosturilor verticale, care reprezintă puncte slabe în zidărie.<br>Apariția fisurilor în zidărie depinde de:<br>- Proprietățile mecanice ale zidăriei;<br>- Deformabilitatea mortarului și a cărămizilor;<br>- Modul de execuție.<br>Apariția fisurilor în structurile din zidărie face necesară analiza apariției și urmăririi ulterioare a acestora;<br>Fisurile vor evolua odată cu creșterea încărcării. |
| III |  | $N_{fis}<N<N_r$ | Fisurile existente se alungesc, se lărgesc; apar fisuri noi (datorită dezvoltării deformațiilor plastice). În acest stadiu comportarea zidăriei este neliniară iar deformațiile cresc mai repede decât încărcările; este stadiul în care se formează stâlpișori verticali subțiri solicitați la compresiune centrică și excentrică. |
| IV | | $N=N_r$ | ***Stadiul de rupere***<br>Deschiderea fisurilor continuă și în cazul când încărcarea rămâne constantă și se produce la încărcări de 0,8...0,9 $N_r$; în cazul unui spor mic de încărcare, fisurile se dezvoltă mult, rezultând stâlpișori separați în zidărie, fără conlucrare, care nu mai pot prelua încărcarea și flambează.<br>Ruperea zidăriei se datorează depășirii eforturilor de întindere și forfecare, la care se adaugă flambajului stâlpilor izolați (în care este împărțită zidăria datorită fisurilor) sub acțiunea compresiunii excentrice. |

*Tab. 1.4*

| Tipul mortarului | Raportul $N_{fis}/N_r$, în funcție de vârsta zidăriei [zile] | | |
|---|---|---|---|
| | 3 | 28 | 720 |
| de ciment | 0.6 | 0.7 | 0.8 |
| de ciment-var | 0.5 | 0.6 | 0.7 |
| de var | 0.4 | 0.5 | 0.6 |

Apariția fisurilor la o zidărie cu vârstă mai înaintată, executată cu mortar de ciment prezintă o supraîncarcare și o rezervă mică de siguranță și necesită imediat o analiză a cauzelor apariției fisurilor și luarea unor măsuri de remediere.
Comportarea zidăriei supuse unui efort de compresiune centrică se poate evidenția complet prin diagrama caracteristică efort unitar- deformație specifică ($\sigma$ - $\varepsilon$) în care, pe lângă siguranța exprimată prin raportul eforturilor unitare de fisurare și rupere ($\sigma_r$, $\sigma_{fis}$) se evidențiază și deformațiile specifice de fisurare ($\varepsilon_{fis}$) și de rupere ($\varepsilon_r$), respectiv domeniul de comportare neliniară a zidăriei prin raportul $\varepsilon_r / \varepsilon_{fis}$.

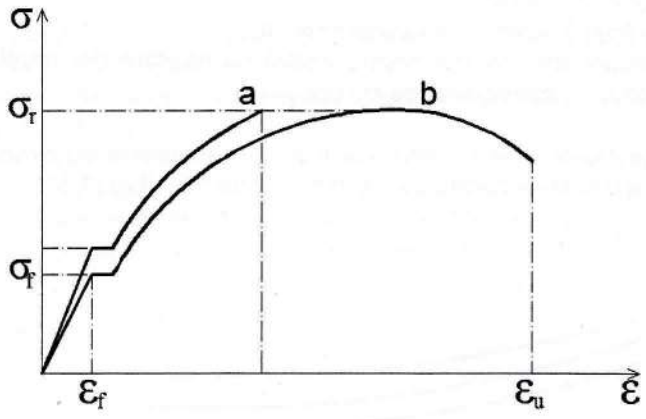



Fig. 1.10 Diagrame caracteristice $\sigma$ - $\varepsilon$ pentru zidării
a- Rupere fragilă, b- rupere ductilă.

În figura 1.10 se prezintă două diagrame caracteristice. Ambele diagrame prezintă rezerve mari de rezistență, exprimate prin raportul $\sigma_{fis} / \sigma_r$, dar în cazul diagramei (a) ruperea este fragilă, iar în cazul diagramei (b), cu un domeniu extins de comportare neliniară, ruperea este ductilă.

### 1.4.3 Rezistența unitară la compresiune a zidăriei

Este determinată de o serie de parametrii cum sunt:

- caracteristicile elementelor din zidărie: rezistențe, mărimea elementelor, proporțiile dimensionale;
- caracteristicile mortarului: rezistență, deformabilitate, aderență, grosimea rosturilor;

- calitatea execuției, evidențiate prin uniformitatea stratului de mortar, umplerea rosturilor verticale și altele.

Rezistența la compresiune a zidăriei se poate determina cu relația lui Oniscik, care prezintă importanță prin faptul că evidențiază influența principalilor factori:

$$f_z = A \cdot f_e \left( 1 - \frac{a}{b + \frac{f_m}{f_e}} \right) \cdot \eta \qquad (1.4)$$

în care:

$f_z$, $f_e$, $f_m$ – rezistențele la compresiune ale zidărie ($f_z$), elementelor de zidărie ($f_e$) și mortarului ($f_m$), care pot fi rezistențele caracteristice;

A-coeficientul constructiv, stabilit experimental în funcție de tipul și rezistența elementelor de zidărie;

a,b – coeficienți determinați experimental;

$\eta$ – coeficient de corecție pentru zidării cu mortare de mărci mici. În mod curent valoarea coeficientu de corectie, $\eta$=1.

Coeficientul constructiv A are valori mai mari la elementele cu dimensiuni mari în comparație cu elementele de zidărie de dimensiuni mici (Fig. 1.11).

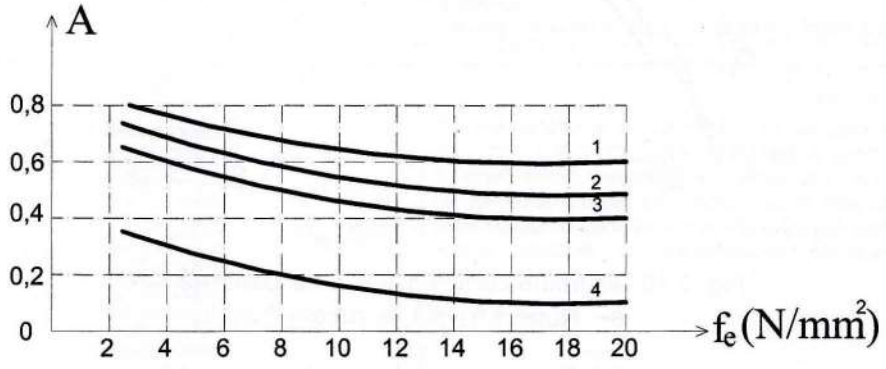



Fig. 1.11 Variația coeficientului constructiv A

1- zidării din blocuri mari pline; 2-zidării din blocuri mici, pline; 3- zidării din elemente ceramice; 4-zidării din piatră brută.

Elementele de zidărie cu coeficienți constructivi mari, respectiv cu înălțimi mari, au o influență mai mare asupra rezistenței zidăriei în comparație cu elementele cu coeficienți constructivi mici (Fig. 1.12 ).

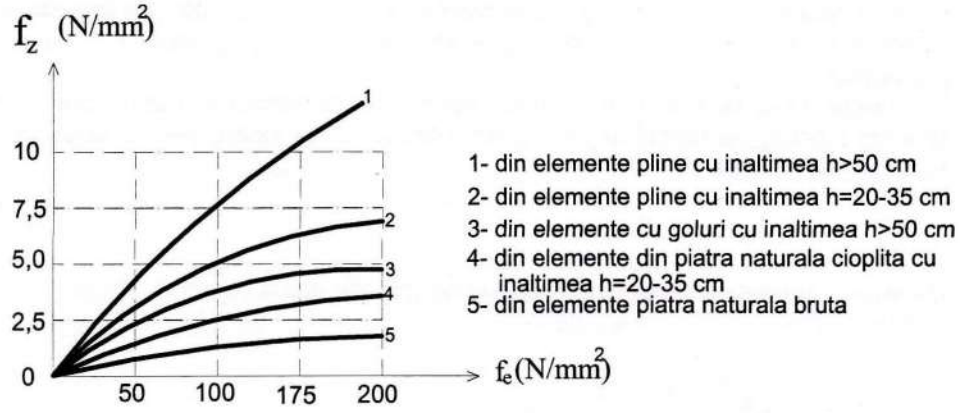



Fig. 1.12 Influența elementelor asupra rezistenței zidăriei (pentru $f_m$ dată)

Creșterea rezistenței zidăriei odată cu creșterea coeficientului constructiv și a rezistențelor elementelor este determinată de valoarea ridicată a modulului de rezistența la încovoiere a elementelor, dar și prin micșorarea volumului de mortar raportat la volumul zidăriei.

Mortarul influențează rezistența zidăriei, atât prin rezistența sa ($f_m$), cât și prin raportul dintre volumul său și volumul zidăriei. Creșterea raportului dintre volumul mortarului și volumul zidăriei, care are loc la elementele de zidărie mici sau cu forme neregulate, conduce la micșorarea rezistenței zidăriei (Fig. 1.13).

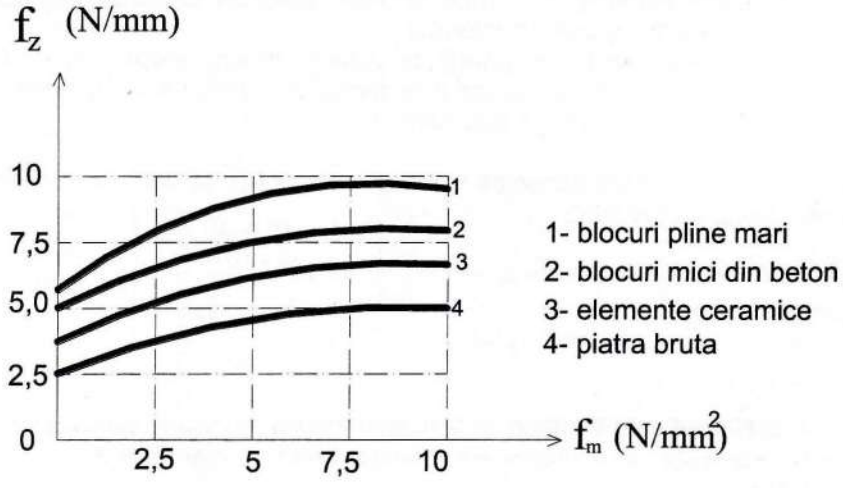



Fig. 1.13 Influența mortarului asupra rezistenței zidăriei

Mortarul influențează rezistența zidăriei datorită proprietăților mecanice și elastice inferioare elementelor de zidărie, cu atât mai mult cu cât volumul său raportat la

volumul zidăriei creşte, respectiv prin creşterea grosimii rosturilor. Se apreciază că o creştere a grosimii rosturilor orizontale cu 3 mm, provoacă o reducere a rezistenţei cu cca. 15 %.
Din relaţia (1.4) se constată că dacă rezistenţa mortarului ($f_m$) este foarte mare (practic infinită), termenul al doilea din paranteză se poate neglija şi se obţine rezistenţa maximă a zidăriei:

$$f_{z\max} = A \cdot f_e \tag{1.5}$$

Dacă rezistenţa mortarului este foarte mică (practic egală cu zero), din relaţia (1.4) obţinem rezistenţa minimă a zidăriei.

$$f_{z\min} = A \cdot f_e\left(1 - \frac{a}{b}\right) \tag{1.6}$$

Pentru elementele de zidărie obişnuită, dacă rezistenţa mortarului este mai mare de 10 N/mm$^2$, influenţa ei asupra rezistenţei zidăriei este mică, aşa cum se observă în figura 1.13.
Creşterea mărcii mortarului poate avea şi un rezultat negativ deoarece se reduce lucrabilitatea sa, favorizând neuniformitatea mortarului şi dispunerea mai dificilă a elementelor, în special la rosturi de grosimi mici. Folosirea plastifianţilor măreşte deformabilitatea mortarelor, motiv pentru care se limitează cantitatea de plastifianţi ce urmează a se introduce în compoziţia mortarelor.
În cazul elementelor de zidărie cu absorbţie mare de apă, mărirea raportului apă/ciment în vederea creşterii lucrabilităţii nu micşorează rezistenţa mortarului, până la o limită, deoarece apa în exces este rapid absorbită de elemente.
Modul de execuţie are o foarte mare influenţă asupra rezistenţei la compresiune a zidăriei. În cazul zidăriilor executate obişnuit, calitatea execuţiei depinde foarte mult de calificarea şi experienţa zidarului.
În cazul panourilor mari pentru pereţii din zidărie vibrată, realizate la sol în poziţie orizontală, unde umplerea rosturilor este perfectă, rezistenţa la compresiune este mult superioară faţă de zidăriile obişnuite.

**Rezistenţa unitară caracteristică la compresiune** ($f_k$), se determină experimental în conformitate cu EN 1052-1.

În lipsa valorilor experimentale se poate utiliza relaţia:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} \tag{1.7}$$

unde:

$K$ coeficient care depinde de tipul elementului de zidărie şi mortar;
$f_b$ rezistenţa la compresiune standardizată a elementelor de zidărie, în N/mm$^2$;
$f_m$ rezistenţa medie de compresiune a mortarului, în N/mm$^2$.

Relaţia 1.7 poate fi aplicată dacă sunt îndeplinite următoarele condiţii:

- $f_b \leq 75$ N/mm$^2$ ;
- $f_m \leq 20$ N/mm$^2$ $f_m \leq 2f_b$ ;
- coeficientul de variaţie al rezistenţei elementelor pentru zidării ≤ 25%;

- zidăria nu are rosturi verticale interioare. În cazul în care există, atunci valoarea dată de relația 1.7 se reduce cu 20%.

Pentru zidării executate din elemente pline din argilă arsă și BCA și mortare de utilizare generală, valoarea rezistenței $f_k$, se dă direct în tabele (Tab. 1.5, Tab. 1.6) în funcție de rezistența medie a elementelor ($f_{med}$), marca mortarului și modul de țesere (cu sau fără rost vertical interior).

*Tab.1.5 Rezistența caracteristică la compresiune ($f_k$ în N/mm$^2$) a zidăriilor realizate din cărămizi pline sau cu goluri verticale, gr.1, 2 și 2S cu mortar de uz general*

| Tipul zidăriei | Modul de țesere | $f_b$ (N/mm$^2$) | Rezistența medie a mortarului (N/mm$^2$) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | *M15* | *M12.5* | *M10* | *M7.5* | *M5* | *M2.5* |
| din cărămizi pline din argilă arsă gr 1 și mortar de uz general (G) | cu rosturi verticale interioare | 15 | 6.60 | 6.25 | 5.85 | 5.35 | 4.75 | 3.85 |
| | | 12.5 | 5.80 | 5.50 | 5.15 | 4.70 | 4.20 | 3.40 |
| | | 10 | 4.95 | 4.70 | 4.40 | 4.05 | 3.55 | 2.90 |
| | | 7.5 | 4.05 | 3.85 | 3.60 | 3.30 | 2.90 | 2.35 |
| | | 5.0 | N.A. | | 2.70 | 2.50 | 2.20 | NPS |
| din elemente cu goluri verticale gr. 2 și 2S, cu mortar de uz general (G) | fără rosturi verticale | 15 | 6.75 | 6.40 | 6.00 | 5.50 | 4.85 | 3.95 |
| | | 12.5 | 5.95 | 5.60 | 5.25 | 4.80 | 4.30 | 3.45 |
| | | 10 | 5.10 | 4.80 | 4.50 | 4.15 | 3.65 | 2.95 |
| | | 7.5 | 4.15 | 3.95 | 3.70 | 3.35 | 3.00 | 2.40 |
| | | 5.0 | N.A. | | 2.75 | 2.55 | 2.25 | NPS |
| | cu rosturi verticale | 15 | 5.40 | 5.10 | 4.80 | 4.40 | 3.90 | 3.15 |
| | | 12.5 | 4.75 | 4.50 | 4.20 | 3.85 | 3.45 | 2.75 |
| | | 10 | 4.10 | 3.85 | 3.60 | 3.30 | 2.90 | 2.35 |
| | | 7.5 | 3.30 | 3.15 | 2.95 | 2.70 | 2.40 | NPS |
| | | 5.0 | N.A. | | 2.20 | 2.05 | NPS | |

*Tab.1.6 Rezistența caracteristică la compresiune ($f_k$ în N/mm$^2$) a zidăriilor realizate din blocuri de BCA fabricate in România*

| Modul de țesere | $f_b$ (N/mm$^2$) | Rezistența medie a mortarului (N/mm$^2$) | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | M10 | M 7.5 | M5 | M2.5 |
| fără rosturi verticale | 7.50 (BCA 6) | 4.50 | 4.10 | 3.65 | 2.95 |
| | 6.25 (BC 5) | 4.00 | 3.60 | 3.20 | 2.60 |
| | 5.00 (BC 4) | 3.40 | 3.10 | 2.75 | 2.25 |
| | 3.75 (BC 3) | 2.80 | 2.50 | 2.25 | NPS |
| | 2.50 (BC 2) | N.A | | NPS | |
| cu rosturi verticale | 7.50 (BCA 6) | 3.60 | 3.30 | 2.90 | 2.40 |
| | 6.25 (BC 5) | 3.20 | 2.90 | 2.60 | 2.10 |
| | 5.00 (BC 4) | 2.70 | 2.50 | 2.20 | NPS |
| | 3.75 (BC 3) | 2.20 | 2.00 | NPS | |
| | 2.50 (BC 2) | N.A | | | |

Pentru zidării executate cu alte elemente fabricate în țara noastră cu goluri verticale, valoarea $f_k$ a zidăriei rezultă prin înmulțirea valorii lui $f_k$ pentru zidării din

elemente pline (cărămizi) cu un coeficient în funcție de dimensiunile elementelor (0,95-elemente mici, 1,10 elemente mari (290x240x188), și 1,22- pentru BCA). Pentru zidării din BCA, valorile $f_k$ se dau în tabel separat.

**Rezistența unitară de proiectare la compresiune ($f_d$)**

$$f_d = m_z \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \qquad (1.8)$$

unde:

$m_z$- coeficientul condițiilor de lucru;

$\gamma_M$- coeficientul parțial de siguranță al zidăriei.

Valorile $m_z$ se dau în funcție de starea limită la care se face referire (stări limită ultime sau stări limită de serviciu)

a.) SLU: $m_z$ =1,00, cu următoarele excepții: $m_z$=0,85 dacă aria secțiunii calculate <0,3m$^2$; $m_z$=0,85 la mortare fără adaos de var; $m_z$=0,75 la solicitări de întindere prin încovoiere; $m_z$=1,25 pentru verificări în timpul execuției;

a'.) prin excepție de la aliniatul a.) se va lua $\gamma_M$ =1,65 numai pentru verificarea siguranței elementelor structurale din zidărie în cazul zonelor seismică având $a_g \leq 0,12g$.

b.) SLS: $m_z$=1, 00 însă: $m_z$= 2,00- zidării cu tencuială obișnuită; $m_z$=1,2 pentru elemente cu tencuială decorativă.
Excepția de la a'.) nu se aplică în acest caz.

Valorile lui $\gamma_M$ se dau astfel:

a.) SLU: pentru elemente de zidărie din clasa I si din BCA, și mortar de uz general (G) performant (de rețetă), sau pentru rosturi subtiri (T) în condiții de control normal pe șantier – $\gamma_M$ =2,2;

b.) SLU: elemente pentru zidărie din clasa II sau cu mortare preparate pe șantier pentru care nu sunt satisfăcute sau determinate toate cerințele, în condiții de control normal $\gamma_M$ =2,5;

c.) SLU: pentru elemente de zidărie de orice clasă și orice mortare, în condiții de control redus al execuției $\gamma_M$ =3,0;

Condițiile de control normal sunt realizate dacă:

- lucrările sunt supravegheate permanent de un responsabil tehnic atestat;
- proiectantul urmărește / controlează ritmic desfășurarea lucrărilor;
- responsabilul tehnic al beneficiarului verifică permanent calitatea materialelor și modul de punere în operă;
- se efectuează toate verificările preliminare și în etape intermediare (faze determinante și altele).

Condiții de control redus:

- lucrările nu sunt supravegheate în mod permanent;
- proiectantul controlează rar sau foarte rar execuția lucrărilor;

- reprezentantul tehnic al beneficiarului nu verifică sistematic calitatea materialelor;
- nu se efectuează verificări preliminare și în etape intermediare, altele decât fazele determinante, care trebuie efectuate.

### 1.4.4 Rezistența la forfecare în rost orizontal, ($f_{vk}$)

Comportarea zidăriei la forfecare sub efectul forţelor aplicate în planul peretelui (orizontal sau vertical) depinde de direcția de acțiune a forțelor exterioare și de alcătuirea peretelui.
Eforturile de forfecare în plan orizontal se datorează forţelor orizontale din vânt sau din seism sau a încărcărilor provenite de la zidurile de sprijin solicitate de împingerea pământului, care acţionează în planul peretelui.
La pereţii clădirilor situate în zone seismice trebuie să se ţină seama şi de eforturile de forfecare în plan vertical datorită forţelor de lunecare, care se dezvoltă la *intersecţiile inimilor cu tălpile în cazul pereţilor cu secţiuni compuse (L,I,T), solicitaţi* la încovoiere de forţe orizontale.
Ruperea zidăriei la forfecare se poate produce după secțiuni nelegate, când forța de forfecare acționează paralel cu rosturile orizontale (Fig. 1.14), sau după secțiuni legate, prin elementul de zidărie și mortar, când forța de forfecare este perpendiculară, pe rosturile orizontale.

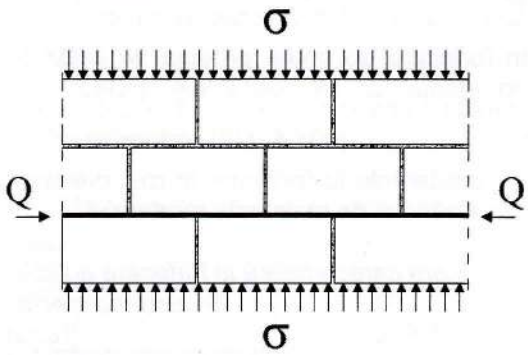



Fig. 1.14 Ruperea secțiunilor de zidărie la forfecare în rost orizontal

Rezistența caracteristică la forfecare în rost orizontal ($f_{vk,1}$), se determină astfel:

- pentru zidărie executată cu mortar pentru utilizare generală (G) sau cu mortar pentru rosturi subțiri (T) cu relația:

$$f_{vk,1} = f_{vko} + 0,4\,\sigma_d \leq 0,065 f_b \qquad (1.9)$$

- pentru zidărie cu elemente cu îmbinare de tip "nut și feder/lambă și uluc", executată cu mortar pentru utilizare generală (G) sau cu mortar pentru rosturi subțiri (T) cu relația:

$$f_{vk,1} = 0,5\, f_{vko} + 0,4\,\sigma_d \leq 0,045 f_b \qquad (1.10)$$

unde:

$f_{vko}$ este rezistența caracteristică inițială la forfecare (sub efort unitar de compresiune nul);

$\sigma_d$ este valoarea efortului unitar de compresiune perpendicular pe direcția forței tăietoare în element;

$f_b$ este rezistența medie standardizată la compresiune a elementelor pentru zidărie.

Valoarea rezistenței la forfecare în rostul orizontal ($f_{vk0}$), depinde de aderența mortarului la elementele pentru zidărie care depinde de următorii factori:

- tipul/materialul elementului pentru zidărie;
- natura suprafeței elementului pentru zidărie;
- caracteristicile mortarului;
- condițiile de umiditate, etc.

În cazul elementelor pentru zidărie din grupa 2, valoarea rezistenței inițiale la forfecare este mai mare decât a elementelor din zidărie plină, datorită mortarului care pătrunde în goluri.
Ruperea prin forfecare a elementelor de zidărie se poate produce dacă aderența mortarului pe element este mai puternică decât rezistența la forfecare a elementului de zidărie.

Ruperea zidăriei prin forfecare se poate produce în cazul pereților acționați de încărcări seismice în planul lor, la reazemele arcelor pe stâlpi, la console, buiandrugi, etc.

In tabelul 1.7, se dau rezistențele la forfecare în rost orizontal ($f_{vko}$), în funcție de tipul elementului pentru zidărie și de rezistența mortarului.

*Tab. 1.7 Rezistența unitară caracteristică la forfecare a zidăriei ($f_{vko}$) în N/mm²*

| Elemente pentru zidărie | Rezistența medie a mortarului $f_m$ (N/mm²) | | |
|---|---|---|---|
| | M10 | M5, M2.5 | M1 |
| Ceramice | 0.30 | 0.20 | 0.10 |
| Beton obișnuit sau ușor | 0.20 | 0.15 | 0.10 |
| Beton celular autoclavizat | - | 0.15 | 0.10 |

**Rezistența de proiectare la forfecare**

$$f_{vd} = m_z \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \tag{1.11}$$

unde $m_z$ (coeficientul condițiilor de lucru) și $\gamma_M$ (coeficientul parțial de siguranță al zidăriei) sunt aceeași, ca și la compresiune.

### 1.4.5 Rezistența zidăriei la întindere din încovoiere

Rezistența zidăriei la întindere din încovoiere intervine, în principal, la *dimensionarea și/sau la verificarea pereților solicitați de încărcări aplicate normal* pe planul lor.
*Aceste situații de proiectare pot proveni din:*

- încărcări permanente - împingerea pământului, în cazul pereților de subsol;
- încărcări de exploatare - greutatea mobilierului suspendat pe perete sau împingerea oamenilor în încăperile aglomerate;
- încărcări orizontale din vânt (numai pe pereții perimetrali) sau din seism, în *cazul pereților de umplutură la structuri în cadre.*

Sub acțiunea încărcărilor orizontale distribuite uniform pe planul median, peretele lucrează ca o placă rezemată pe planșee (reazeme orizontale) și pe pereții de pe cealaltă direcție, care formează reazemele verticale.

În mod obișnuit raportul laturilor este cuprins între 0,5 si 2,0, astfel că peretele lucrează după două direcții: verticală și orizontală.

La pereții cu goluri de ferestre sau uși, care sunt suficient de îndepărtate de reazemele verticale, lângă goluri se poate considera că peretele lucrează numai pe direcția verticală.

Încovoierea pe direcție verticală (Fig. 1.15) [8] produce eforturi unitare de întindere din încovoiere în rosturile orizontale (Fig. 1.16a).

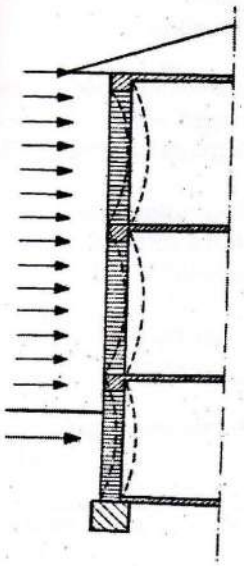
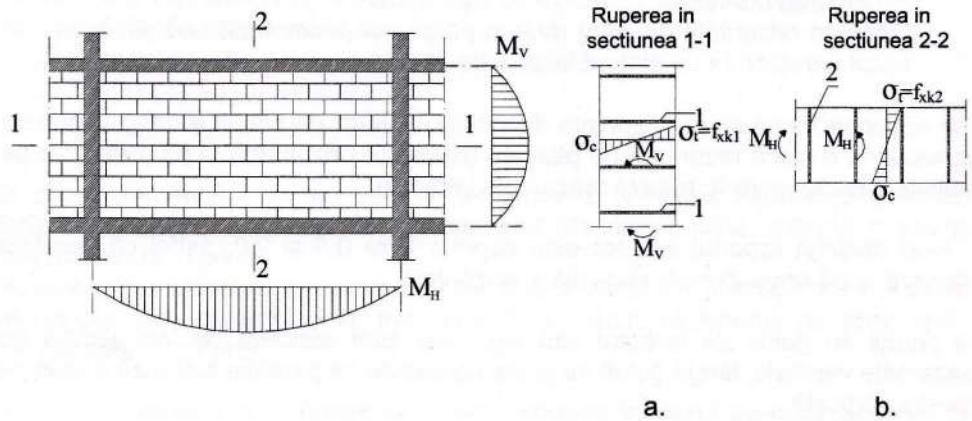


Fig. 1.15 Solicitări de încovoierea pe direcția verticală sub acțiunea forțelor orizontale (vânt sau seism) și împingerea pământului (la subsol)

Aceste eforturi pot produce ruperea astfel:

- atingerea rezistenței la întindere a mortarului sau a elementelor de zidărie;
- cedarea aderenței mortarului din rosturile orizontale.

Încovoierea pe direcția orizontală produce eforturi unitare de întindere din încovoiere într-un plan perpendicular pe rosturile orizontale, astfel că ruperea se produce în planul vertical prin rosturile verticale într-o secțiune în zig-zag. În ambele cazuri se produce și ruperea prin torsiune a rosturilor orizontale.




a. b.

Fig. 1.16 Ruperea zidăriei prin întindere din încovoiere în secțiunea 1-1 (încovoiere după direcția verticală, având momentul $M_v$), respectiv după secțiunea 2-2 (încovoiere după direcția orizontală, având momentul $M_H$).
1-rosturi orizontale; 2- rosturi verticale decalate

Rezistența caracteristică la rupere prin întindere din încovoiere se notează cu ($f_{xk1}$) pentru încovoierea pe direcția verticală (după planul de rupere 1-1 din figura 1.16), respectiv cu ($f_{xk2}$) pentru încovoierea pe direcție orizontală (planul de rupere 2-2 din figura 1.16).

Rezistențele unitare de proiectare la întindere din încovoiere sunt:

$$f_{xd1} = m_z \cdot \frac{f_{xk1}}{\gamma_M} \tag{1.12}$$

$$f_{xd2} = m_z \cdot \frac{f_{xk2}}{\gamma_M} \tag{1.13}$$

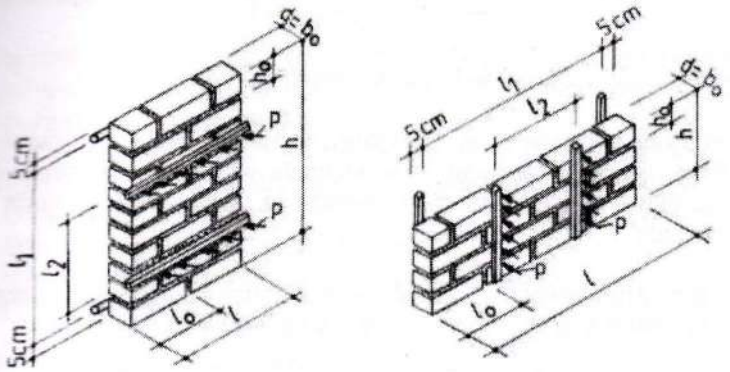
unde:

$m_z$- coeficientul condițiilor de lucru;
$\gamma_M$- coeficientul parțial de siguranță al zidăriei.

Este evident faptul că ruperea prin întindere din încovoiere presupune, din punct de vedere teoretic, încovoierea pură, respectiv încovoiere și compresiune redusă [illegible] încât efortul axial de compresiune să poată fi neglijat.
[illegible] situații de solicitare se pot întâlni la pereți de umplutură nestructurali [illegible] de compartimentare, care-și suportă numai greutatea lor proprie pe un [illegible].

[illegible] codului SR EN 1052-2 rezistența zidăriei la încovoiere perpendicular pe [illegible] său se determină prin încercări pe epruvete de mici dimensiuni încărcate, [illegible] la rupere, *cu forțe aplicate ca în figura 1.17. Se observă ca determinarea se* [illegible] separat pentru fiecare plan de rupere.

[illegible] încercarea pe schema (a) se determină valoarea rezistenței unitare [illegible] pe rostul de așezare ($f_{xk1}$) iar prin încercarea pe schema (b) se [illegible] valoarea rezistenței unitare paralel cu rostul de așezare ($f_{xk2}$).




a. b.

Fig. 1.17 Ruperea pe epruveta a zidăriei încovoiate perpendicular pe planul peretelui, a.) Planul de rupere paralel cu rosturile orizontale($f_{xk1}$), b.) plan de rupere perpendicular pe rosturile verticale ($f_{xk2}$)

Valorile rezistențelor unitare caracteristice la încovoiere ale zidăriei, cu toate rosturile complet umplute, realizată cu mortar pentru zidărie pentru utilizare generală se dau în tabelul 1.8.

*Tab. 1.8 Rezistențe unitare caracteristice la încovoiere perpendicular pe planul zidăriei*

| Tipul elementelor | Rezistența medie a mortarului $f_m$ (N/mm$^2$) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | M10, M5 | | M2.5 | |
| | ($f_{xk1}$) | ($f_{xk2}$) | ($f_{xk1}$) | ($f_{xk2}$) |
| Argilă arsă, plină sau cu perforații verticale | 0.240 | 0.480 | 0.180 | 0.360 |
| Beton celular autoclavizat | 0.080 | 0.160 | 0.065 | 0.130 |

### 1.4.6 Rezistența unitară a zidăriei la eforturi principale de întindere în secțiuni înclinate

Acest mod de rupere are loc în cazul solicitării de forfecare în timpul acțiunii orizontale din vânt sau seism, când forțele orizontale acționează la nivelul planșeului, numită ruperea în scară (Fig. 1.20).

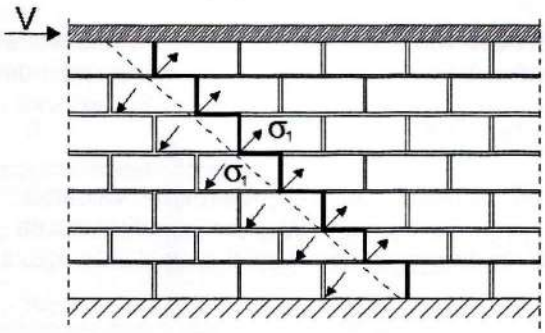



Fig. 1.20 Solicitarea la eforturi principale de întindere

Ruperea la eforturi principale de întindere $\sigma_1$, care acționează după direcția diagonalei întinse, se produce după fisuri înclinate la cca. 45°. În general, pentru zidării obișnuite, fisura se dezvoltă după secțiuni în trepte (în scară) prin rosturile orizontale și verticale.

Rezistența unitară caracteristică $f_{vk,i}$ a zidăriei cu mortar de utilizare generală (G) și cu mortar pentru rosturi subțiri (T) se calculează cu relațiile:

- pentru elemente din argilă arsă grupele 1 și 2:

$$f_{vk,i} = 0{,}22 f_{bt} \sqrt{1 + 5\frac{\sigma_d}{f_{bt}}} \qquad (1.14)$$

- pentru elemente din BCA:

$$f_{vk,i} = 0{,}10 f_{bt} \sqrt{1 + 16\frac{\sigma_d}{f_{bt}}} \qquad (1.15)$$

În relațiile (1.14) și (1.15) s-au utilizat notațiile:

- $f_{bt}$ este rezistența caracteristică la întindere a elementelor pentru zidărie
- $\sigma_d$ este valoarea de proiectare a efortului unitar de compresiune mediu perpendicular pe direcția efortului unitar de forfecare, în secțiunea considerată

Valoarea rezistenței caracteristice la întindere a elementelor pentru zidărie se determină prin:

- evaluarea valorilor dintr-o bază de date cu rezultatele încercărilor la întindere prin despicare a elementelor pentru zidărie, sau
- în funcție de rezistența standardizată a elementului la compresiune $f_b$ cu relațiile:
  - pentru elemente din argilă arsă:

$$f_{bt} = 0{,}026 f_b \tag{1.16}$$

  - pentru elemente din BCA cu $f_b$>2.0N/mm$^2$ :

$$f_{bt} = 0{,}06 f_b \tag{1.17}$$

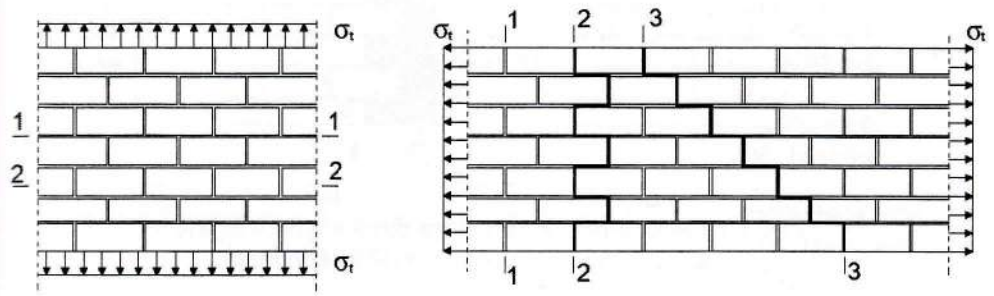
### 1.4.7 Alte rezistențe ale zidăriei

În codurile CR6-2006 [12] și SR EN 1996-1-1/2006 se prevăd numai trei rezistențe unitare pentru zidărie, respectiv la compresiune, forfecare și întindere din încovoiere, descrise la punctele 1.4.3-1.4.5.
Pe lângă aceste rezistențe, în normele românești anterioare erau date și alte rezistențe, care se utilizau pentru calculul și verificarea zidăriilor, cum sunt:

- la întindere axială;
- la forfecare în secțiuni cu rosturi legate;
- la eforturi principale de întindere (rupere în scară);
- la strivire.

#### 1.4.7.1 Rezistența unitară a zidăriei la întindere axială

Poate fi după secțiuni nelegate (perpendicular pe rosturile orizontale continue) sau după secțiuni legate (perpendicular pe rosturile verticale țesute) (Fig. 1.18).




a. b.

Fig. 1.18 Întinderea zidăriei după secțiuni nelegate (a) și după secțiuni legate (b)

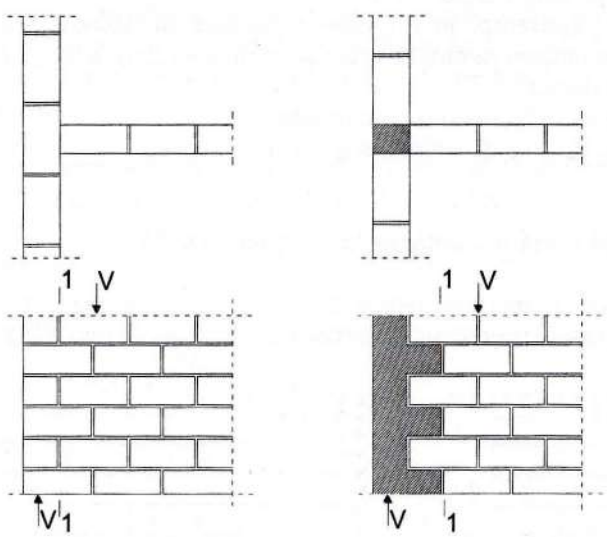
În cazul întinderii după secțiuni nelegate (Fig. 1.18a) ruperea poate avea loc astfel:

- prin desprinderea mortarului de pe elementele de zidărie (secțiunea 1-1), când aderența este mică, această rezistență poate fi îmbunătățită prin îmbunătățirea aderenței dintre mortar și elemente;
- prin ruperea la întindere a mortarului din rost orizontal, la mortare slabe;
- prin elementele de zidărie în cazul unor mortare de calitate, cu o bună aderență la elementele de zidărie (secțiunea 2-2).

În cazul întinderii după secțiuni legate (Fig. 1.18b), ruperea poate avea loc astfel:
- după un plan de rupere ce trece succesiv prin elementele de zidărie și rosturile verticale (sect. 1-1), în cazul unor rapoarte de țesere mari sau aderență bună a mortarului;
- după o linie frântă în zig-zag (secțiunea 2-2) sau o linie frântă în trepte (secțiunea 3-3), în cazurile când rosturile verticale sunt umplute deficitar sau raportul de țesere este insuficient.

### 1.4.7.2 Rezistența unitară a zidăriei la forfecare în secțiuni legate

În acest caz forța tăietoare este perpendiculară pe rosturile orizontale (Fig. 1.19).




**a.** **b.**

Fig. 1.19 Solicitarea de forfecare după secțiuni legate
a- zidărie nearmată; b- zidărie confinată

În ambele situații din figura 1.19, ruperea se produce după secțiunea verticală 1-1, care trece succesiv prin elementele de zidărie și rosturile verticale.
Prin prevederea de armături în rosturile orizontale, se mărește rezistența unitară la forfecare în secțiuni legate.

### 1.4.7.3 Rezistența unitară a zidăriei la compresiune locală (strivire)

Solicitarea de compresiune locală apare în cazurile în care zidăria este solicitată la compresiune mare pe o porțiune limitată din secțiune, restul secțiunii fiind solicitată la eforturi de compresiune mult mai mici sau chiar nesolicitată, cum este cazul rezemării unor grinzi sau stâlpi pe zidărie.
Cercetările experimentale au arătat că rezistența la strivire este mai mare decât rezistența la compresiune. Acest lucru poate fi explicat prin faptul că porțiunea de zidărie care nu este comprimată împiedică deformațiile transversale ale zonei solicitate (efectul Baushinger).
Dacă se notează cu $A_{str}$ suprafața de strivire și cu $A_c$ suprafața convențională de calcul a secțiunii (Fig.1.21), rezistența unitară la compresiune locală este dată de relația:

$$f_{sk} = f_k \cdot \sqrt[3]{\frac{A_c}{A_s}} \le \psi \cdot f_k \qquad (1.18)$$

unde:

$f_{sk}$- rezistența la compresiune locală (strivire);
$f_k$- rezistența de compresiune;
$\Psi$ –coeficient adimensional ce depinde de tipul zidăriei. Pentru zidării din elemente ceramice $\Psi=2$.

În figura 1.21 se arată ariile $A_{str}$ și $A_c$ pentru câteva cazuri.

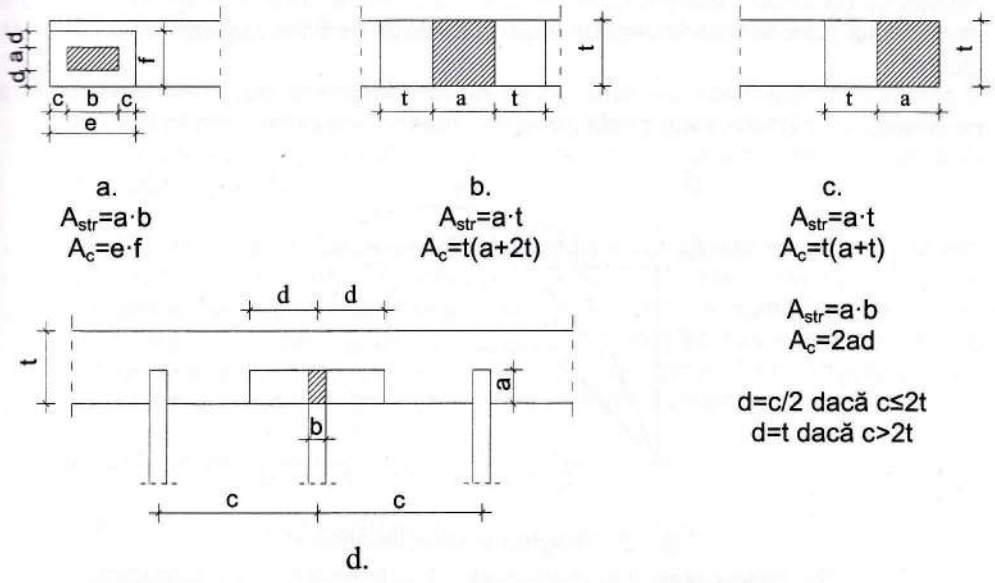



Fig. 1.21 Moduri de solicitare a zidăriei la compresiune locală
a,b,c –rezemări de stâlpi; d- rezemări de grinzi

În cazul buiandrugilor, dacă aceştia se consideră la preluarea încărcărilor orizontale (mai ales din seism), în zona de încastrare apare solicitarea de strivire. În codul CR6-2006 se recomandă ca ruperea prin încovoiere a buiandrugului să preceadă ruperea prin forfecare, iar ruperea prin forfecare să preceadă ruperea prin strivire a zidăriei în zona de încastrare a buiandrugului, dar nu se dă rezistenţa la strivire.

### 1.4.8 Proprietăţile de deformabilitate ale zidăriei
### a.) Relaţia efort unitar- deformaţie specifică

Proprietăţile elastice ale elementelor de zidărie şi a mortarelor sunt diferite iar zidăria astfel rezultată are caracter neomogen. Cărămizile sunt relativ puţin deformabile şi se rup brusc în timp ce mortarele au deformaţii importante, conferindu-i zidăriei comportarea elasto-plastică.
Comportarea zidăriei la compresiune, de la stadiul de solicitare zero (fără eforturi interioare) până la rupere, poate fi descrisă prin relaţia între efortul unitar normal ($\sigma$) şi deformaţia specifică axială ($\varepsilon$) asociată.
Alura curbelor caracteristice $\sigma$ - $\varepsilon$ este determinată de:

- proprietăţile de rezistenţă şi de deformabilitate ale elementelor pentru zidărie şi ale mortarului;
- particularităţile geometriei exterioare şi interioare a elementelor pentru zidărie;
- modul de realizare a legăturilor dintre elemente în masivul de zidărie;

Materialul cel mai deformabil este mortarul; cca 90% din deformaţia totală a zidăriei se datorează mortarului din rosturile orizontale, deşi doar aproximativ 15% din volumul zidăriei este ocupat de mortar iar restul de 85% reprezentând piatra de zidărie.
Diagrama caracteristică $\sigma$-$\varepsilon$ este de tip elasto-plastic, cu ductilitate limitată, fără rezistenţe la întindere, care poate avea una din formele prezentate în figura 1.22.

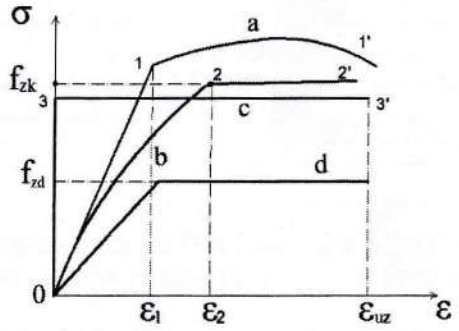



Fig.1.22 Diagrama caracteristică $\sigma$-$\varepsilon$
a- liniar-parabolică (porţiunea 0-1 este liniară, 1-1'- parabolă);
b- parabolic-dreptunghiulară (porţiunea 0-2 este parabolă iar 2-2' este dreptunghi), c- dreptunghiulară; d- diagrama de proiectare

În mod obișnuit diagrama de proiectare este dreptunghiulară. Aceasta înseamnă că într-o secțiune solicitată la compresiune și moment în planul peretelui, se va considera că zonă comprimată, cu înălțimea x, este solicitată uniform cu valoarea $f_{zd}$ în stadiul de rupere, care diferă puțin față de o diagramă parabolă-dreptunghi, la care zona comprimată are înălțimea x' (Fig. 1.23).

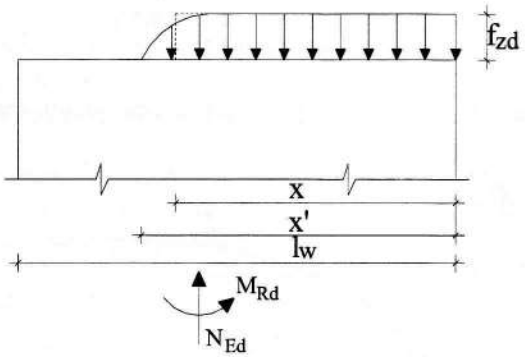



Fig. 1.23 Utilizarea diagramei caracteristice dreptunghiulare în cazul unui perete solicitat la compresiune și încovoiere în planul peretelui

Ductilitatea de material a zidăriei se determină cu raportul :

$$\mu = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_1 (sau \varepsilon_2)} \qquad (1.19)$$

Valoarea deformației specifice ultime ($\varepsilon_{uz}$) se va alege astfel, indiferent de rezultele încercărilor:

- elemente din argilă arsă, din grupa 1, $\varepsilon_{uz}$=3,5‰;
- elemente din argilă arsă cu goluri verticale din grupa 2, BCA, $\varepsilon_{uz}$≤2,0‰;
- elemente din argilă arsă cu goluri verticale din grupa 2S și pentru elemente din BCA, $\varepsilon_{uz}$≤2,0‰.

Caracterul plastic al deformațiilor și mărimea lor se accentueaza în cazul mortarelor de marcă redusă, odată cu creșterea grosimii rosturilor sau a numărului lor, iar pentru mortare de marcă superioară, odată cu creșterea numărului de rosturi, caracterul plastic al deformațiilor se diminuează. Dacă zidăria este supusă unei încărcări constante în timp, dar de durată, apare fenomenul de curgere lentă a zidăriei (deformațiile cresc în timp deși efortul rămâne constant).

**b.) Modulul de elasticitate**

**Modulul de elasticitate longitudinal**

Modulul de elasticitate longitudinal al zidăriei ($E_z$) depinde de:

- rezistența elementelor și a mortarului / groutului în cazul ZIA;
- diagramele caracteristice ale elementelor componente și cea a zidăriei;
- ponderea volumetrică a componentelor zidăriei: elemente/mortar;

- materialul din care sunt făcute elementele (argilă arsă sau beton de diferite tipuri) și dimensiunile lor.

Pentru calculul deformațiilor longitudinale ale elementelor structurale și nestructurale din zidărie simplă (ZNA) se folosesc următoarele valori ale modulului de elasticitate longitudinal:

- modulul de elasticitate secant de scurtă durată $E_z$,
- modulul de elasticitate de lungă durată $E_{z,ld}$

În figura 1.24 se arată diferența dintre modulul de elasticitate tangențial și cel secant.

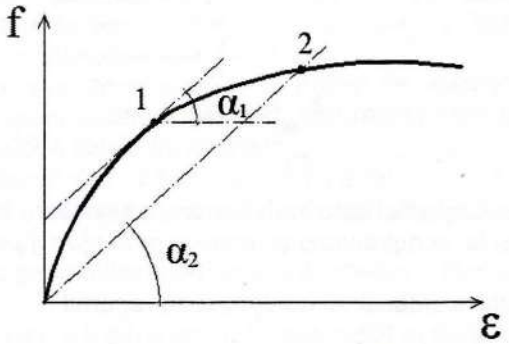



Fig. 1.24 Modulul de elasticitate al zidăriei tangențial ($E=tg\alpha_1$) și secant ($E=tg\ \alpha_2$)

Modulul de elasticitate tangențial este variabil și scade odată cu creșterea solicitării, iar cel secant corespunde unei diagrame $\sigma$-$\varepsilon$ triunghi-dreptunghi sau triunghi-parabolă.

Modulul de elasticitate secant de scurtă durată, $E_z$ se determină experimental utilizând metoda prezentată în SR EN 1052-1. În absența valorilor experimentale, modulul de elasticitate secant de scurtă durată al zidăriei nearmate ($E_z$), executată cu elemente pentru zidărie din grupele 1 şi 2, cu mortar pentru zidărie pentru utilizare generală (G), sau pentru rosturi subțiri (T) cu toate rosturile complet umplute cu mortar, va fi calculată, în funcţie de rezistența caracteristică a zidăriei la compresiune $f_k$ cu relația.

$$E_Z = \alpha \cdot f_k \qquad [N/mm^2] \quad (1.20)$$

unde:

$\alpha$ este un coeficient adimensional ce depinde de tipul elementelor ($\alpha$ =400...1000) și situația de proiectare (stabilirea caracteristicilor dinamice, calculul deformațiilor în ULS / SLS).

Pentru elemente din clasa 2S valoarea lui $E_z$ va fi dată de producător.
În cazul zidăriei simple cu armături în rosturile orizontale (ZNA+AR) valorile $E_z$ stabilite cu relația 1.17 vor fi majorate cu 10%.

Modulul de elasticitate echivalent de scurtă durată al zidăriei confinate (ZC) și al zidăriei cu inima armată (ZIA) se va calcula cu relația:

$$E_{zc(zia)} = \frac{E_z I_z + E_b I_b}{I_z + I_b} \quad [N/mm^2] \quad (1.21)$$

unde:

$E_z$ și $E_b$- modulii de elasticitate longitudinali ai zidăriei și betonului;

$I_z$, $I_b$- momentele de inerție ale secțiunilor de zidărie și de beton calculate în raport cu axele principale de inerție ale peretelui.

În relația 1.21 momentele de inerție se calculează în raport cu axele principale de inerție, ținând seama de modul de solicitare a secțiunii (Fig. 1.25). Astfel, dacă un perete este acționat de un efort axial și momente încovoietoare pe direcția inimii peretelui, momentele de inerție se calculează în raport cu axa y-y, în raport cu care se rotește secțiunea:

$$I_z = \frac{t \cdot (l - 2a)^3}{12} \quad (1.22)$$

$$I_b = \frac{t \cdot l^3}{12} - \frac{t(l - 2a)^3}{12} \quad (1.23)$$

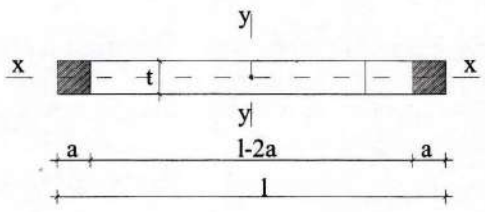



Fig. 1.25 Perete din zidărie confinată

Daca momentul încovoietor rotește secțiunea în raport cu axa x-x, atunci avem:

$$I_z = \frac{t^3 \cdot (l - 2a)}{12} \quad (1.24)$$

$$I_b = \frac{t^3 \cdot 2a}{12} \quad (1.25)$$

În cazul zidăriei confinate cu armături în rosturile orizontale, valorile date de relația (1.21) se vor majora cu 10%.

Modulul de elasticitate de lungă durată, $E_{z,ld}$ se va determina din valoarea modulului secant de scurtă durată $E_z$ , pentru a se ține cont de efectele curgerii lente:

$$E_{z,ld} = \frac{E_z}{1+\Phi_\infty} \qquad [N/mm^2] \qquad (1.26)$$

unde

$\phi_\infty$ coeficientul final de curgere lentă, cu valori între 0,5...3,0.

**c.) Modulul de elasticitate transversal, $G_z$**

Modulul de elasticitate transversal, $G_z$, pentru zidăria nearmată, cu elemente pentru zidărie din toate grupele (1, 2, 2S), se determină cu relaţia:

$$G_Z = 0{,}4 \cdot E_Z \qquad [N/mm^2] \qquad (1.27)$$

unde:

$E_z$- modulul de elasticitate secant de scurtă durată

### 1.5 Proprietăţile fizice ale zidăriei

Următoarele proprietăţi fizice ale zidăriei sunt relevante pentru obiectul Codului:

- curgerea lentă;
- variaţiile de volum datorate modificărilor umidităţii;
- dilatarea termică.

Valorile de proiectare ale acestor proprietăţi se determină considerând coeficientul final de curgerea lentă ($\phi_\infty$ =0,5...3,0), coeficientul de dilatarea termică, ($\alpha_{tz}$ = (4...12)x$10^{-6}$), iar variaţiile de volum datorate modificărilor de umiditate sunt cuprise între (-1,0...+1,0) mm/m.

#### 1.5.1 Durabilitatea

Clădirile din zidărie trebuie proiectate astfel încât să aibă durabilitatea necesară pentru a fi utilizate în conformitate cu cerinţele şi cu durata de exploatare luând în considerare condiţiile de microclimat la care va fi expusă zidăria în timpul exploatării.

Condiţiile de microclimat se încadrează în clase de expunere, astfel:

MX1 - mediu ambiant uscat;
MX2 - expus la umiditate sau umezire;
MX3 - expus la umezire cu cicluri de îngheţ-dezgheţ;
MX4 - expus la aer saturat de sare, apă de mare sau alte ape cu săruri;
MX5 - mediu ambiant chimic agresiv.

Clasa de expunere depinde de următorii factori:

- factorii climatici specifici amplasamentului (ploaie și zăpadă; acțiunea simultană a vântului cu ploaia; variația de temperatură; variația umidității relative);
- severitatea expunerii la umezire;
- prezența compușilor (substanțelor) chimici care, în contact cu apa, pot conduce la reacții care afectează integritatea zidăriei;
- expunerea la cicluri de îngheț/dezgheț.

Durabilitatea elementelor de zidărie depinde de proprităţile fizice ale elementelor și mortarului, dar și de eficiența protejării acestora (de exemplu cu tencuieli sau alte elemente).

Pătrunderea apei în pori sau în golurile blocurilor de cărămidă (neprotejate la exterior cu tencuială) conduce, după un număr redus de cicluri de îngheţ-dezgheţ, la distrugerea elementelor de zidăie.

Sărurile active care acționează suprafața pereților din zidărie, determină degradări de natură chimică, și pot produce efloreşcenţe (Fig. 1.26) [27]. Cele mai severe forme de eflorescenţe sunt produse de sărurile solubile alcaline (în principal sulfaţi de sodiu şi potasiu). Alte săruri solubile sau insolubile (carbonat de calciu, sulfat de calciu,etc) sunt mai puţin periculoase iar efectele lor sunt temporare.

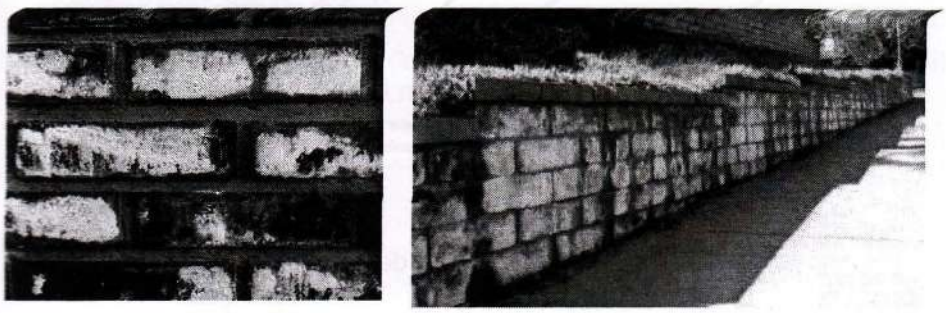


Fig. 1.26 Efloreşcenţe

Pentru a evita formarea eflorescențelor, se recomandă utilizarea mortarelor cu conținut ridicat de var care conferă zidăriei impermeablizare prin aderență, plasticitate și conținutul scăzut de săruri solubile.

În cazul mortarelor, durabilitatea creşte odată cu creşterea dozajului de ciment, iar prin folosirea unor adaosuri speciale se poate obţine reducerea permeabilităţii mortarului, respectiv îmbunătăţirea rezistenţei la pătrunderea apei meteorice.

## 1.6 TIPURI DE STRUCTURI PENTRU CLĂDIRILE CU DIAFRAGME DIN ZIDĂRIE

În funcție de distanțele între pereții structurali, avem clădiri (structuri) cu pereți deși (sistem fagure), cu pereți rari (sistem celular) și de tip sală (sau hală). Un tip aparte îl reprezintă clădirile de tip vilă.

a.) **Structurile cu pereți deși** (sistem fagure) sunt definite de următorii parametrii geometrici (Fig. 1.27):
- înălțimea de nivel ≤3,20m;
- distanțe maxime dintre pereți, pe fiecare direcție principală ($L_i$, $l_i$)≤5m;
- aria panoului format între pereții de pe cele două direcții (tramă) ≤25 $m^2$.

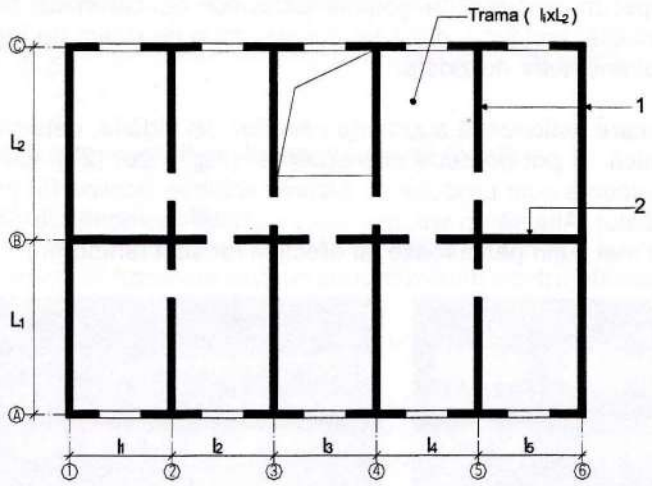



Fig. 1.27 Structură cu pereti deși (sistem fagure)

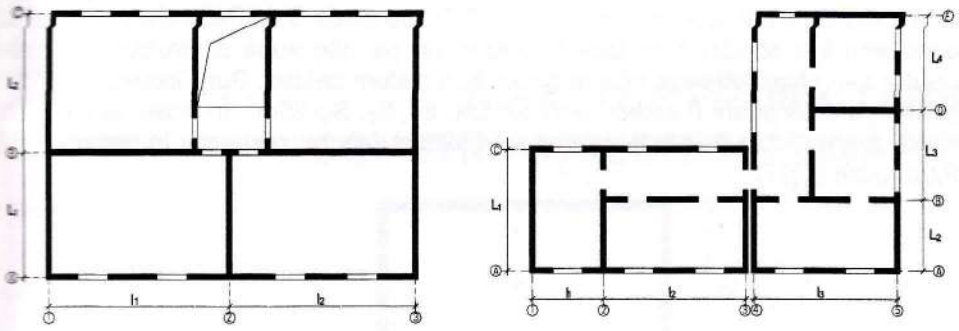
În cazul în care la un nivel oarecare este necesară suprimarea unui perete structural la o clădire cu pereți deși, este necesară suprimarea lui și la nivelurile superioare pentru evitarea formării unui nivel "slab". La nivelurile superioare se vor prevedea grinzi pentru rezemarea planseelor. Dacă prin această suprimare densitatea pereților pe direcția respectivă se reduce cu mai mult de 20%, clădirea va fi încadrată în clasa fără regularitate pe verticală.

b.) **Structurile cu pereți rari (sistem celular).** Prin folosirea clădirilor cu pereți structurali rari se realizează spații mai mari, care permit o mai bună organizare a spațiului construit (Fig. 1.28).

Structurile cu pereți rari (sistem celular), cu pereții structurali dispuși la distanțe mai mari de 5 m, trebuie să îndeplinească următoarele condiții limită:

- înălțimea de nivel ≤4,00m;
- distanțe maxime dintre pereți, pe fiecare direcție principală ($L_i$, $l_i$)≤9,00m;

- aria panoului format între pereții de pe cele două direcții (tramă) ≤75 $m^2$.



a. b.

Fig. 1.28 Clădiri având structura cu pereți rari (sistem fagure)
a - clădire de locuit; b - clădire pentru învățământ

Având în vedere mărimea tramelor structurale, planșeul necesită grinzi pentru rezemare, dispuse la cca. 3m interax.

c.) **Structuri de tip sală** (sau hală) au un spațiu mare care reprezintă sala (sau hala) propriu-zisă și spații anexe.

Sala necesită o înălțime mai mare (în funcție de dimensiunile în plan), care permite dispunerea spațiilor anexă pe două niveluri (Fig. 1.29).

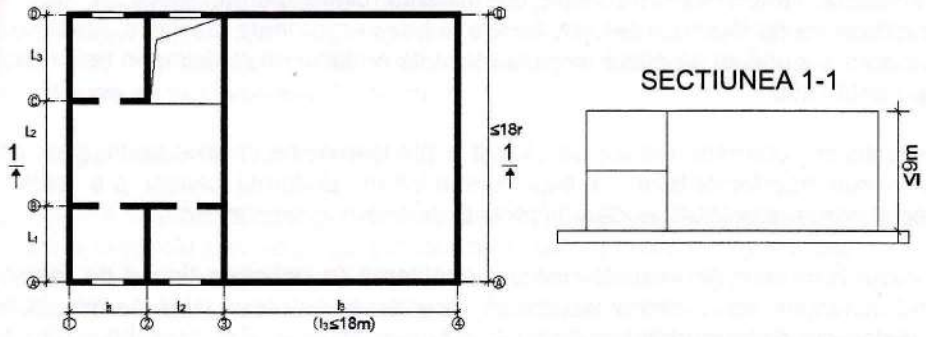



Fig.1.29 Clădirea de tip sală (sau hală)
a- plan parter; b - secțiune longitudinală

Pe fiecare direcție distanța maximă dintre pereții structurali ai sălii trebuie să fie de max. 18 m, iar înălțimea maximă a sălii este de 9 m.
Pereții structurali ai sălii trebuie consolidați (întăriți) cu stâlpi din beton armat (sau pilaștrii) și centuri.

**d.) Structuri de tip vilă.**
Clădirile de tip vilă au în general, S+P+M, S+P+1E, S+P+E+M (M- mansardă).

Vilele sunt clădiri de locuit care necesită, în principiu, camere cu diverse mărimi, începând cu 10-15 $m^2$ și până la camere de peste 30 $m^2$, astfel ca distanțele dintre pereții structurali, la aceeași vilă, pot fi sub 5 sau peste 5 m. Pe unele zone poate fi considerată o structură în sistem fagure, iar pe alte zone o structură în sistem celular sau chiar întreaga clădire poate fi în sistem celular. Spre exemplu, clădirea din figura 1.30 poate fi astfel: $l_1$, $l_2$, $l_3 \leq 5m$; $S_1$, $S_2$, $S_3 \leq 25m^2$. În acest caz, pe zona dintre axele 1-3 și A-B structura este în sistem fagure, respectiv în sistem celular între axele B și C.

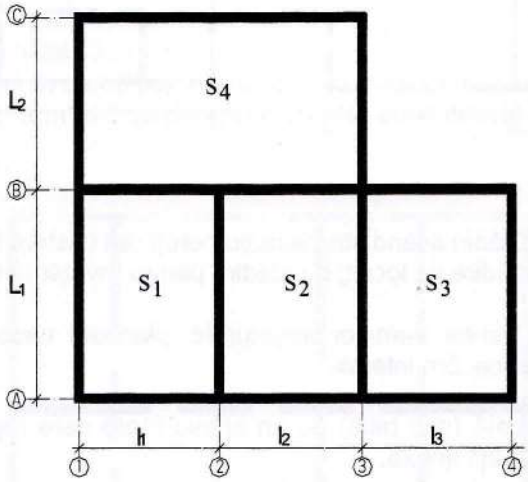



Fig. 1.30 Clădire de tip vilă

Delimitarea structurilor în funcție de distanța dintre pereți, respectiv definirea sistemelor de tip fagure și celular, nu are la bază argumente științifice. Sistemul de tip fagure s-a aplicat pe scară largă la blocurile de locuințe realizate în țara noastră după anul 1950.

Acest sistem permitea realizarea simplă a planșeelor de diverse tipuri, precum și rezolvarea apartamentelor cu suprafețe minime. Sistemul celular s-a folosit în special pentru alte tipuri de clădiri (școli, dispensare, grădinițe etc.).

În cazul blocurilor de locuințe apare o problemă în definirea tipului de structură când distanțele dintre pereții structurali transversali este mai mică de 5m, în timp ce distanțele dintre pereții longitudinali este mai mare de 5m. Rezultă o structură de tip fagure pe direcția longitudinală, respectiv de tip celular pe direcția transversală.

# 2. BAZELE PROIECTĂRII CONSTRUCȚIILOR DIN ZIDĂRIE

## 2.1 CERINȚELE STRUCTURALE

Proiectarea structurilor din zidărie trebuie să asigure satisfacerea tuturor cerințelor investitorilor și a beneficiarilor, pe toată durata de exploatare a construcției, prevăzute prin tema de proiectare și în limitele unui efort tehnic și economic în concordanță cu categoria de importanță a clădirii.
Exigențele sunt condiții sau cerințe care se impun oricăror elemente în vederea funcționării lor normale pe întreaga durată de exploatare a clădirii. Pentru elementele structurale cele mai importante cerințe sunt cele de rezistență, rigiditate și stabilitate, a căror îndeplinire asigură siguranța structurală, siguranța în exploatare și durabilitatea, respectiv reliabilitatea elementelor și a întregii structuri. În condițiile structurale specifice teritoriului României, cerințele de „rezistență, rigiditate și stabilitate" pentru clădirile cu pereți structurali din zidărie sunt condiționate, în principal, de acțiunea seismică. Aceste cerințe se realizează practic prin îndeplinirea condițiilor tehnice asociate acesteia, în funcție de starea limită la care se face verificarea structurii.

### 2.1.1 Capacitatea de rezistență

Condiția de rezistență este asigurată dacă în toate elementele structurale și în secțiunile cele mai solicitate, capacitatea de rezistență este mai mare sau cel puțin egală cu eforturile secționale de proiectare, pentru toate grupările de încărcări.
Capacitatea de rezistență a structurilor este asigurată dacă:

- momentele încovoietoare capabile sunt superioare momentelor produse de încărcări, în orice secțiune;
- capacitatea de rezistență la forța tăietoare a pereților structurali este superioară în toate secțiunile, forței tăietoare asociată capacității de rezistență la compresiune excentrică;
- se realizează prevederile constructive necesare pentru asigurarea ductilității locale a pereților.

Se recomandă ca, pe fiecare direcție principală, pereții structurali să aibă capacități de rezistență apropiate astfel încât cerințele de ductilitate ale pereților să fie aproximativ aceleași.

### 2.1.2 Capacitatea de rigiditate

Rigiditatea este o caracteristică necesară pentru limitarea deplasărilor și a săgeților. Ea este determinată de rigiditatea materialelor (prin modulul de elasticitate, E), de mărimea și forma secțiunilor elementelor (prin arii, momente de inerție), de tipul îmbinărilor, etc.
Structurile din zidărie trebuie proiectate astfel încât valoarea deplasării relative de nivel să nu depășească deplasarea relativă de nivel admisibilă. Cerința de rigiditate nu trebuie verificată, în cazul structurilor din zidărie cu compartimentare deasă (tip fagure).
Clădirile din zidărie trebuie să fie suficient de rigide pentru ca:

- deformațile inelastice ale elementelor structurale, sub acțiunea cutremurului de proiectare pentru ULS, să rămână în limitele acceptabile, pentru a se putea repara avariile în condiții tehnice și economice acceptabile;
- să fie satisfăcută cerința de limitare a degradărilor corespunzătoare cutremurului de proiectare pentru SLS;
- să se evite pericolul de ciocnire cu clădirile/tronsoanele alăturate.

### 2.1.3 Stabilitatea

Cerința de stabilitate laterală a pereților structurali din zidărie este satisfăcută dacă sunt respectate cerințele de alcătuire pentru ansamblul construcției și cerințele geometrice de alcătuire pentru fiecare perete în parte.
Stabilitatea trebuie realizată în toate stadiile de solicitare, pe ambele direcții ale clădirii.
La clădiri cu pereți structurali sau în cadre stabilitatea este asigurată prin legăturile dintre elementele componente.
În cazul șarpantei, stabilitatea este asigurată prin prevederea de contravântuiri, iar în cazul zidurilor de sprijin este realizată prin greutatea lor proprie.
Stabilitatea clădirii poate fi asigurată dacă:

- nu există pericol de alunecare sau răsturnare a clădirii datorită forțelor orizontale;
- este asigurată rigiditatea spațiala a clădirii, prin: dispunerea pereților structurali și asigurarea legăturii între ei, pe ambele direcții, asigurarea legăturii dintre pereți și planșee, rezistența și rigiditatea structurii sunt menținute constante pe toată înălțimea clădirii, iar planșeele sunt suficient de rigide pentru a se comporta ca șaibe orizontale;
- în cazul clădirilor amplasate pe terenuri în pantă, masivul de pământ pe care este rezemată clădirea nu prezintă risc de alunecare;
- eforturile unitare de compresiune în pereții structurali sunt limitate, considerând efectele flambajului și excentricitățile de aplicare a încărcărilor.

### 2.1.4 Condiția de ductilitate

Condiția de ductilitate se referă la:

- asigurarea unei capacități de rotire plastică în secțiunile plastic potențiale, fără reducerea semnificativă a capacității de rezistență;

- reducerea, prin dimensionare și detaliere constructivă, a probabilității de producere a ruperilor cu caracter fragil (ex:rupere în scară din forță tăietoare).

Mecanismul favorabil de disipare a energiei seismice, se realizează, în principal, prin următoarele măsuri:

- realizarea zonelor de dezvoltare a deformațiilor inelastice în zona de la baza montanților;
- capacitatea de rezistență la forță tăietoare a pereților structurali este superioară, în toate secțiunile, forței tăietoare asociată capacității de rezistență la compresiune excentrică;
- formarea articulațiilor plastice în rigle. În acest sens cedarea riglei la încovoiere trebuie să preceadă cedarea montanților la compresiune excentrică, precum și cedarea riglei prin forța tăietoare. Cedarea riglei prin forța tăietoare trebuie să preceadă cedarea reazemului riglei prin zdrobirea locală a zidăriei.

## 2.2 SIGURANȚA CONSTRUCȚIILOR

### 2.2.1 Generalități

Siguranța unei construcții se consideră îndeplinită dacă se realizează toate exigențele structurale: rezistență, stabilitate, rigiditate.
Parametrii care influențează siguranța construcțiilor sunt:

- încărcările (acțiunile);
- proprietățile sau caracteristicile materialelor;
- condițiile de lucru;
- abaterile defavorabile ale secțiunilor elementelor în raport cu cele proiectate;
- unele inexactități în calculul static al structurilor;
- erori de execuție;
- unele inexactități ale eforturilor capabile sau de rupere.

Siguranța unei construcții depinde de o serie de factori (încărcări, materiale, condiții de lucru, etc.). Acești factori se iau în considerare în toate fazele de proiectare, începând cu evaluarea încărcărilor, calculul static al structurii, alegerea materialelor, verificarea secțiunilor, etc.
Modul în care se consideră parametrii siguranței a condus la definirea metodelor de proiectare (metoda rezistențelor admisibile, metoda la rupere, metoda stărilor limită).
Metoda stărilor limită este cea mai avansată metodă de proiectare, întrucât principalii parametrii care determină siguranța se studiază prin metode statistice matematice. Se stabilesc astfel valori ale încărcărilor, care pot fi depășite cu o probabilitate mică (de ex: cu 5%), sau valori ale rezistențelor cu o probabilitate mică (de ex: 5%) de-a avea valori posibile mai mici.
Având în vedere cele de mai sus acțiunile, efectele acțiunilor, siguranța construcțiilor și gruparea acțiunilor sunt cele utilizate în metoda stărilor limită, care este metoda actuală de proiectare utilizată în construcții.

## 2.2.2 Acțiuni în construcții

### 2.2.2.1 Definirea acțiunilor

Prin acțiuni în construcții se înțelege orice cauză care produce eforturi și deformații în elementele de construcții.
În general, acțiunile se reprezintă prin forțe exterioare ce acționează elementele de construcții, cum sunt:

- greutatea proprie a elementelor de construcții;
- încărcări datorate procesului de exploatare (încărcări utile): greutatea oamenilor și a mobilierului, greutatea utilajelor, greutatea materialelor depozitate, presiunea lichidelor sau a vaporilor de apă în conducte etc.;
- acțiuni date de greutatea zăpezii, presiunii și sucțiunii vântului, acțiunea seismică;
- acțiuni produse de variații de temperatură și tasări inegale (diferențiate), deplasări de reazeme, care deși nu se reprezintă sub formă de forțe, produc eforturi și deformații în elementele de construcții.

Încărcările acționează asupra elementelor structurale, care le pot prelua în bune condiții dacă îndeplinesc exigențele de rezistență, rigiditate și stabilitate.
Greutățile proprii ale elementelor nestructurale reprezintă acțiuni pentru elementele structurale. În mod general acțiunile se notează cu F.

### 2.2.2.2 Efecte ale acțiunilor

Acțiunile sunt cauze care produc eforturi și deformații, care sunt efecte ale acțiunilor (momente încovoietoare, forțe tăietoare, eforturi axiale de întindere și compresiune, momente de torsiune, deplasările grinzilor (săgeți), deplasări laterale ale structurii, fisuri etc.).
Tipul și mărimea eforturilor depinde de tipul și caracteristicile structurii și de mărimea încărcărilor.
Eforturile sunt de două feluri: eforturi secționale și eforturi unitare (tensiuni). Eforturile secționale se determină prin calculul static al structurii și reprezintă rezultanta eforturilor unitare de pe întreaga secțiune a unui element. Eforturile secționale sunt momente încovoietoare și de torsiune, eforturi axiale (de întindere și compresiune) și forțe tăietoare (eforturi de forfecare), iar eforturile unitare (tensiunile) sunt de două tipuri: normale (perpendiculare pe secțiune, de întindere sau compresiune) și tangențiale (în planul secțiunii).
La modul general, efectele acțiunilor se notează cu E.

### 2.2.2.3 Clasificarea acțiunilor

În conformitate cu codul de proiectare CR 0-2005 [11], acțiunile în construcții se clasifică astfel:

- acțiuni directe;
- acțiuni indirecte;
- acțiuni accidentale;
- acțiunea seismică.

**Acțiunile directe sau încărcările**, se aplică direct pe structură sub formă de forțe și pot fi:

a.) **acțiuni permanente (*G*),** la care variația în timp este nulă sau neglijabilă (de exemplu: greutatea proprie a elementelor de construcții);

b.) **acțiuni variabile ($Q$),** la care variația în timp a parametrilor ce o caracterizează (valoare, mod de acțiune) variază în timp, unele dintre ele lipsind la anumite intervale de timp. Variația acestor acțiuni în timp se produce după anumite legi și nu este monotonă. Ca exemple de acțiuni variabile avem:
   - *încărcări utile* (datorate procesului de exploatare a clădirii); greutatea mobilierului şi a persoanelor, greutatea materialelor din depozite, presiunea gazelor și a lichidelor din rezervoare și conducte etc. În clădiri încărcările utile acționează pe planșee. Materialele pulverulente, depozitate în buncăre sau silozuri acționează și prin forțele de împingere laterală.
   - *presiunea şi sucţiunea vântului,* precum și forțele de frecare produse de vânt, acționează pe întreaga suprafață exterioară a clădirilor.
   - *greutatea zăpezii*, care acționează pe acoperiș etc.

c.) **acțiuni accidentale ($A$),** de scurtă durată dar cu intensităţi semnificative, ce se exercită cu o probabilitate redusă pe durata de viaţă proiectată a structurii. Ele pot fi cauzate de explozii accidentale, cedări sau deplasări de reazeme, ruperea unor stâlpi rezultată din impactul unor autovehicule etc.

d.) **acțiunea seismică ($A_E$),** este o forță de inerție ce apare în structură datorită mişcării terenului în timpul unor cutremure.

### 2.2.2.4 Valori caracteristice ($F_k$) și de calcul ($F_d$) ale acțiunilor:

Acțiunile reprezintă un parametru important în realizarea siguranței construcțiilor iar evaluarea lor reprezintă o etapă importantă în proiectarea clădirilor. În metoda stărilor limită (MSL), utilizată în prezent pentru toate tipurile de structuri, pentru o evaluare cât mai corectă a valorilor acțiunilor și pentru a ține seama de variația acestora în timp, se utilizează calculul probabilistic și metodele din statistică matematică. Pe această bază se stabilesc valorile caracteristice ale acțiunilor ($F_k$) respectiv $G_k$, $Q_k$, $A_k$ care sunt valori ce pot fi depășite cu o probabilitate de 5%.
Pentru a ține seama de incertitudinile aleatoare cu caracter defavorabil asupra siguranței structurii, se definesc acțiunile (sau încărcările) de calcul ($F_d$) prin multiplicarea valorilor caracteristice cu un coeficient numit coeficient parțial de siguranță pentru încărcări ($\gamma_F$):

$$F_d = \gamma_F \cdot F_K \qquad (2.1)$$

În normele românești actuale avem și încărcări normate ($F^n$) care sunt similare încărcărilor caracteristice, iar încărcările de calcul se stabilesc cu relația (2.2) unde în loc de coeficientul ($\gamma_F$) avem coeficientul de supraîncărcare (n).

$$F_d = n \cdot F^n \quad , \qquad n>1 \qquad (2.2)$$

În mod concret, pentru acţiuni permanente ($G$), variabile ($Q$) şi accidentale ($A$) coeficienţii parţiali de siguranţă ai încărcării se pot nota prin $\gamma_G$, $\gamma_Q$ şi $\gamma_A$. Aceștia au următoarele valori:

$\gamma_G$=1,35 pentru acţiuni permanente;

$\gamma_F$ = 1,50 pentru acţiuni variabile;
$\gamma_G$=0,9 pentru acţiuni permanente a căror descreştere are efecte defavorabile. De exemplu, micşorarea greutăţii proprii a barajelor şi a zidurilor de sprijin are efect defavorabil asupra stabilităţii (Fig. 2.1).

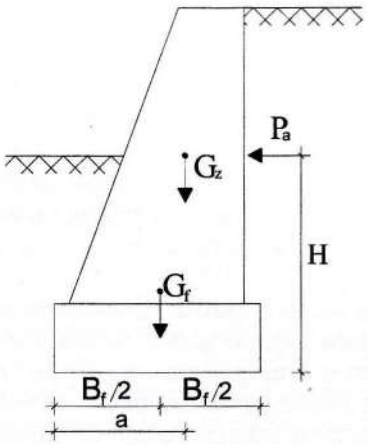



Fig. 2.1 Stabilitatea unui zid de sprijin: $P_a$- împingerea activă a pământului; $G_z$- greutatea zidăriei; $G_f$-greutatea fundaţiei

Momentul de răsturnare se determină cu relaţia $P_a \cdot H$, iar momentul de stabilitate cu $G_z \cdot a + \frac{G_f \cdot B_f}{2}$. Se observă că situaţia este mai defavorabilă dacă greutatea proprie a zidului şi a fundaţiei descresc.
Pentru acţiunea seismică coeficientul parţial de siguranţă ($\gamma_E$), este introdus în relaţia dată în Codul P100/1-2006 [13] în funcţie de clasa de importanţă a clădirii.

### 2.2.2.5 Valorile frecvente şi cvasipermanente ale acţiunilor variabile

Aceste valori sunt mai mici decât cele caracteristice, ele fiind fracţiuni din valorile caracteristice.
a.) *valoarea frecventă* a unei acţiuni variabile reprezintă produsul $\Psi_1 Q_k$ unde $\Psi_1 < 1$.
b.) *valoarea cvasipermanentă* a unei acţiuni variabile reprezintă produsul $\Psi_2 Q_k$ unde $\Psi_2 < 1$.
Valorile coeficienţilor $\Psi_1$ si $\Psi_2$ se dau în tabelul 2.1.

*Tab.2.1*

| TIPUL ACŢIUNII | $\Psi_1$ | $\Psi_2$ |
|---|---|---|
| -datorită exploatării<br>≤3 kN/m$^2$<br>> 3kN/m$^2$ | <br>0,8<br>0,7 | 0,4 |
| - din vânt | 0,2 | 0 |
| - din zăpadă | 0,5 | 0,4 |
| - din variaţii de temperatură | 0,5 | 0 |
| Încărcări în depozite | 0,9 | 0,8 |

În normele precedente, în loc de coeficientul $\Psi_2$ era coeficientul $n_d<1$, iar produsul $n_d Q^n$ se numea fracţiunea de lungă durată a încărcării variabile ($Q^n$- încărcarea normată).

### 2.2.2.6 Stări limită

Stările limită sunt stări (situaţii) care atinse şi depăşite conduc la scoaterea din funcţiune a clădirii.
Acestea pot fi: stări limită ultime (SLU) şi stări limită de serviciu (SLS).
***Stările limită ultime*** pun în pericol viaţa oamenilor sau a unor bunuri de valoare deosebită, fiind cauzate de:

- atingerea stării limită de rezistenţă;
- pierderea echilibrului structurii.

a.) Pentru a evita atingerea stării limită de rezistenţă (a capacităţii portante sau a rezistenţei capabile) a unor elemente structurale principale şi prăbuşirea construcţiei, se face verificarea (calculul) de rezistenţă, cu relaţia 2.3:

$$E_d \leq R_d \tag{2.3}$$

În relaţia (2.3) $E_d$ este valoarea de calcul (de proiectare) a efortului secţional produs de încărcări şi determinat prin calcul static. Poate fi moment încovoietor ($M_{Ed}$), forţă tăietoare ($V_{Ed}$), efort axial ($N_{Ed}$) sau moment de torsiune ($M_{tEd}$), iar $R_d$ este efortul secţional capabil (de rupere) al secţiunii, care poate fi moment încovoietor capabil ($M_{Rd}$), forţă tăietoare capabilă ($V_{Rd}$), efort axial capabil ($N_{Rd}$), sau moment de torsiune capabil ($M_{tRd}$).

În cazul stâlpilor, relaţia (2.3) se aplică în două situaţii:

- calculul la moment maxim şi efort axial aferent;
- verificarea la efort axial maxim şi moment aferent.

b.) pierderea echilibrului structurii sau a unei părţi a acesteia (considerate ca un corp rigid), precum şi cedarea prin deformaţii excesive şi transformarea structurii sau a unei părţi a acesteia într-un mecanism (instabilitate mecanică), se verifică prin respectarea condiţiei.

$$E_{d,st} \leq E_{d,cap} \tag{2.4}$$

unde:

$E_{d,st}$ este valoarea de calcul a efectelor acţiunilor (eforturi secţionale) ce conduc la pierderea stabilităţii, iar
$E_{d,cap}$ este valoarea de calcul capabilă care se opune pierderii echilibrului static.

Un element tipic în care se aplică relaţia (2.4) este cazul zidurilor de sprijin (Fig. 2.1), barajelor, sau al fundaţiilor sub arce de mare deschidere (Fig.2.2).

- în figura 2.1 avem:

$$E_{d,st} = P_a \cdot H$$

$$E_{d,cap} = G_z \cdot a + \frac{G_f \cdot B_f}{2}$$

-în figura 2.2 avem:

$$E_{d,st} = N_H \cdot C$$

$$E_{d,cap} = N_V\left(\frac{B_f}{2}+b\right)+G_f\left(\frac{B_f}{2}+a\right)$$

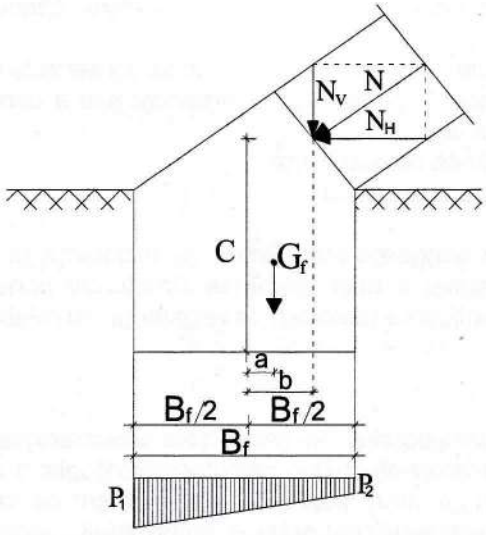



Figura 2.2 Situația unui arc articulat în fundație: N-efort axial, $N_V$, $N_H$- componentele efortului axial pe verticală și orizontală, $G_f$-greutatea proprie a fundației

Dacă presiunea maximă pe teren ($P_1$) este mai mică decât cea admisă, iar $P_2 \geq 0$, se îndeplinește condiția de echilibru.

**Stările limită de serviciu (SLS)** sunt situații limită la care poate ajunge clădirea în exploatare, cum sunt: valori mari ale săgeților sau deplasărilor, a deschiderii fisurilor etc.

Stările limită de serviciu se verifică în funcție de situația concretă prin respectarea condițiilor:

$$f_{max} \leq f_{adm} \tag{2.5}$$

$$\Delta_{max} \leq \Delta_{adm} \tag{2.6}$$

$$\alpha_{max} \leq \alpha_{adm} \tag{2.7}$$

unde:

$f_{max}$, $\Delta_{max}$, $\alpha_{max}$ sunt valorile maxime ale săgeților, deplasărilor laterale și deschiderii fisurilor produse de încărcări, iar

$f_{adm}$, $\Delta_{adm}$, $\alpha_{adm}$ sunt valori admisibile.

În mod frecvent se verifică deplasările relative de nivel, care trebuie să fie mai mici decât cele admisibile.

### 2.2.2.7 Gruparea acţiunilor pentru proiectarea la stări limită (SLU)

Asupra unei structuri acționează diverse încărcări și este puțin probabil ca toate să apară simultan cu valorile lor maxime.
Prin gruparea acţiunilor se înţelege stabilirea tipurilor de acţiuni şi valorile lor care pot acţiona simultan şi care, prin efectele lor (eforturi secţionale, săgeţi, deplasări) pot conduce fie la stări limită ultime (SLU) fie la stări limită de serviciu (SLS).
Verificarea structurilor și elementelor structurale se face separat, pentru fiecare grupare de acţiuni.
Gruparea acțiunilor se face astfel:
- pentru stări limită ultime;
- pentru stări limită de serviciu.

#### 2.2.2.7.1 Gruparea acţiunilor pentru stări limită ultime

Pentru verificarea structurilor la stări limită ultime (de rezistență și stabilitate) se consideră două grupări posibile de încărcări: gruparea fundamentală şi gruparea specială.
Ambele grupări conduc la atingerea rezistenței capabile (capacității portante); verificarea structurii și a elementelor structurale se face separat, pentru fiecare din grupări, cu relația (2.3).

**a.) Gruparea fundamentală a acțiunilor, (GF):**
Se exprimă prin relația:

$$\Sigma G_{id} + Q_{1d} + \Psi_0 \Sigma Q_{id} \qquad (2.8)$$

unde:

$G_{id}$ sunt valorile de calcul ale acțiunilor permanente, iar
$Q_{id}$ valorile de calcul ale acțiunilor variabile.
$Q_{1d}$ este valoarea de calcul a unei singure acțiuni variabile, considerată predominantă, iar
$\Sigma Q_{id}$ sunt celelalte acțiuni variabile, tot cu valori de calcul.
$\psi_0$ – factor de simultaneitate, subunitar, care ţine seama că acţiunile variabile nu au simultan valori maxime ($\psi_0$ =0,7)

Semnele "+" din relația (2.8) nu au semnificația de însumare. Ele au semnificația că încărcările permanente se consideră împreună (în combinație) cu cele utile.
Dacă în loc de acțiuni în relația (2.8) se consideră efecte ale acțiunilor (eforturi secționale), atunci semnele "+" din relație reprezintă sume algebrice ale eforturilor, care rezultă prin suprapunerea (însumarea) efectelor acțiunilor.
Ținând seama de (2.1), relația (2.8) devine:

$$\gamma_G \Sigma G_{ki} + \gamma_{F1} Q_{k1} + \gamma_{Fi} \Psi_0 \Sigma Q_{ki} \qquad (2.9)$$

unde:

$G_{ki}$, $Q_{ki}$ - sunt valori caracteristice, iar $\gamma_G$ și $\gamma_F$ sunt coeficienții parțiali de siguranță pentru încărcări.

Întrucât $\gamma_G$=1,35 şi $\gamma_F$=1,50 relația 2.9 devine:

$$1{,}35\sum G_{ki} + 1{,}5Q_{k1} + 1{,}05\sum Q_{ki} \tag{2.10}$$

În cazul construcțiilor la care reducerea valorii acțiunilor permanente ($G$) are un efect defavorabil (de ex: ziduri de sprijin), se utilizează relația:

$$0{,}9\sum G_k + 1{,}5Q_{k1} + 1{,}05\sum Q_{ki} \tag{2.11}$$

unde:

$G_k$ – greutatea zidului;
$Q_{k1}$ – împingerea pământului;
$Q_{ki}$ – încărcări variabile care produc împingeri.

Relațiile (2.8) – (2.11) trebuie aplicate cu discernământ pentru fiecare clădire proiectată. În acest sens se pot distinge situații concrete, cum ar fi:

- **Clădire etajată de tip lamă sau punct, cu acoperiș terasă**

În acest caz încărcările variabile de calcul sunt cele utile ($U_d = \gamma_u \cdot U_k = 1{,}5 \cdot U_k$), cele produse de vânt ($W_d = \gamma_w \cdot W_k = 1{,}5 \cdot W_k$), și cele produse de greutatea zăpezii ($S_d = \gamma_z \cdot S_k = 1{,}5 \cdot S_k$).
Relația (2.10) se va aplica astfel:
-cazul când încărcarea utilă se consideră predominantă:

$$1{,}35\sum G_k + 1{,}5Q_k + 1{,}05(W_k + S_k) \tag{2.12}$$

- cazul când încărcarea din vânt se consideră predominantă:

$$1{,}35\sum G_k + 1{,}5W_k + 1{,}05(Q_k + S_k) \tag{2.13}$$

Încărcarea datorată greutății zăpezii, care are o pondere mică în cazul clădirilor etajate, nu trebuie considerată ca o încărcare predominantă.
Se menționează că în relațiile (2.12) și (2.13) avem scheme (sau ipoteze) de încărcare pentru încărcarea utilă, cum ar fi: "șah 1", "șah 2" și altele.
Acțiunea din vânt poate fi considerată prin toate componentele sale (presiuni, sucțiuni și forțe de frecare), mai importante fiind presiunea pe suprafața expusă și sucțiunea pe suprafața opusă.

- **Clădiri etajate cu acoperiș de tip șarpantă:**

În acest caz se vor considera următoarele grupări:
- pentru calculul șarpantei unde, în general, nu avem încărcări utile:

$$1{,}35\sum G_k + 1{,}5S_k + 1{,}05W_k \tag{2.14}$$

$$1{,}35\sum G_k + 1{,}5W_k + 1{,}05S_k \tag{2.15}$$

În relația (2.14) zăpada este încărcarea predominantă (care se consideră în ipotezele de încărcare posibile pentru zăpadă), iar în (2.15) încărcarea predominantă este vântul.
Pentru calculul structurii clădirii se consideră grupările de încărcări date de relațiile (2.12) și (2.13), ținând seama de încărcările transmise de acoperiș.

- **Clădiri parter cu acoperiș terasă, necirculabilă:**

Considerând că încărcarea din zăpadă este mai mare decât încărcarea utilă (care se consideră și în cazul teraselor necirculabile), avem următoarele grupări de încărcări:

$$1{,}35\sum G_k + 1{,}5S_k + 1{,}05W_k \tag{2.16}$$

$$1{,}35\sum G_k + 1{,}5W_k + 1{,}05S_k \tag{2.17}$$

$$1{,}35\sum G_k + 1{,}5S_k \tag{2.18}$$

Încărcarea variabilă predominantă este zăpada – în (2.16) , respectiv vântul în (2.17). În (2.18) nu s-a considerat vântul, care prin efectul sucțiunii pe terasă are un efect favorabil în calculul acoperișului. Gruparea dată de relația (2.18) se folosește pentru calculul planșeului terasă.

- **Clădiri parter cu acoperiș terasă, circulabilă:**

În ipoteza că încărcarea utilă este mai mare decât cea din zăpadă (situație frecventă), se vor utiliza relațiile (2.16) –(2.18), în care $S_k$ se înlocuiește cu $U_k$.

- **Clădiri cu acoperiș suspendat:**

Sunt acoperișuri ușoare, fără încărcare utilă. Se vor considera următoarele grupări:

$$1{,}35\sum G_k + 1{,}5S_k \tag{2.19}$$

$$1{,}35\sum G_k + 1{,}5W_k \tag{2.20}$$

$$1{,}35\sum G_k + 1{,}5S_k + 1{,}05W_k \tag{2.21}$$

$$1{,}35\sum G_k + 1{,}5W_k + 1{,}05S_k \tag{2.21'}$$

În relațiile (2.19)- (2.21'), $G_k$, $U_k$, $W_k$ și $S_k$ sunt valorile caracteristice ale încărcărilor permanente, utile, din vânt și din zăpadă.

Vântul produce, de regulă sucțiuni pe acoperiș, astfel că încărcarea maximă este dată de gruparea (2.19). Gruparea (2.20) se utilizează pentru calculul acoperișului la sucțiune, iar grupările (2.21) și (2.21') se folosesc pentru calculul structurii verticale a clădirii.

**b.) Gruparea specială a acțiunilor, (GS)**

În gruparea specială a acțiunilor se consideră încărcarea seismică, încărcările permanente cu valori caracteristice și încărcările variabile cu valori cvasipermanente:

$$\Sigma G_{ki} + A_E + \Sigma \Psi_{2i} Q_{ki} \tag{2.22}$$

În valoarea încărcării seismice $A_E$ este inclus coeficientul $\gamma_I$ în funcție de importanța clădirii conform Codului P100/1-2006 [13].
Gruparea specială a încărcărilor este foarte importantă întrucât, pentru majoritatea clădirilor, este gruparea care conduce la starea limită ultimă.

**2.2.2.7.2 Grupări ale acţiunilor pentru stările limită de serviciu (SLS)**

Pentru stările limită de serviciu (SLS) se consideră următoarele grupări ale acţiunilor:

**a.) Gruparea de acţiuni caracteristice:**

$$\Sigma G_{ki} + Q_{k1} + \Psi_0 \Sigma Q_{ki} \tag{2.23}$$

unde:

$Q_{k1}$ este o încărcare variabilă considerată predominantă, iar
$\psi_0$=0,7 este coeficientul de simultaneitate al încărcărilor variabile.

**b.) Gruparea de acţiuni frecvente:**

$$\Sigma G_{ki} + \Psi_1 Q_{k1} + \Sigma \Psi_{1i} Q_{ki} \tag{2.24}$$

**c.) Gruparea de acţiuni cvasipermanente,** unde avem două grupări, una din ele considerând 60% din încărcarea seismică.

$$\Sigma G_{ki} + \Sigma \Psi_{2i} Q_{ki} \tag{2.25}$$

$$\Sigma G_{ki} + 0{,}6\gamma_I A_{EK} + \Sigma \Psi_{2i} Q_{ki} \tag{2.26}$$

În relația (2.26) valoarea $\gamma_I A_E$ este cea obținută cu relația din codul P100/1-2006 [13].
În concluzie, siguranța clădirilor se realizează pentru diverse stări limită. Valorile și gruparea acțiunilor se consideră pentru fiecare stare limită, iar siguranța clădirii la

încărcări este realizată prin utilizarea coeficienților parțiali de siguranță ai încărcărilor.

### 2.2.2.8 Proprietățile materialelor

Proprietățile materialelor (rezistența, comportarea în timp, proprietățile de deformare, etc.), inclusiv ale terenului de fundare, sunt considerate prin valori caracteristice și de calcul.

În general, micșorarea rezistențelor materialelor este defavorabilă, însă alte proprietăți pot fi defavorabile prin creșterea lor, astfel că proprietățile materialelor se definesc astfel:

- valoarea caracteristică inferioară, ca fiind cuantilă 5%;
- valoarea caracteristică superioară, ca fiind cuantilă 95%

Dacă se notează $X_k$ valoarea caracteristică a rezistenței unui material, valoarea de calcul este:

$$X_d = m \cdot \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m} \tag{2.27}$$

unde:

$m$- coeficientul condițiilor de lucru ≤1;
$\eta$ este numit coeficientul de conversie, iar
$\gamma_m$- supraunitar este coeficientul parțial de siguranță al materialului, care asigură siguranța clădirii pentru materiale.

Coeficientul $\eta$ ia în considerare neconcordanța proprietăților materialelor în condiții de laborator (efecte de volum, de scară, de umiditate, etc.) și în condiții reale de exploatare. În mod obișnuit, parametrul $\eta$ se ia în considerare în mod implicit direct în valoarea lui $X_k$, astfel că în relația (2.27) vom avea $\eta=1$.

### 2.2.2.9 Date geometrice

Dimensiunile stabilite în proiectare pot fi considerate ca valori caracteristice (valori nominale, $a_{nom}$.).
În general valorile de calcul ale datelor geometrice sunt importante (ex: inexactitatea aplicării încărcărilor, poziționarea reazemelor, etc.), și se determină cu relația:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta_a \tag{2.28}$$

unde: $\Delta_a$ este abaterea posibilă.

### 2.2.2.10 Valori de calcul ale rezistențelor elementelor

Efortul secțional de rupere al unui element $R_d$ este efortul capabil, numit rezistența de calcul (sau de proiectare) a unui element, și se determină în funcție de rezistența de calcul a materialului ($X_d$) și de caracteristicile geometrice (aria secțiunii, momentele de inerție, coeficientul de flambaj, etc.), considerate global prin $A_i$.

$$R_d = f(X_d, A_i) \tag{2.29}$$

În funcție de tipul solicitării, rezistența de calcul a unui element (grindă, stâlp etc.), poate fi moment capabil ($M_{Rd}$), forță tăietoare ($V_{Rd}$), efort axial ($N_{Ed}$) sau moment de torsiune ($M_{tRd}$). Acestea se mai numesc: rezistența elementului la încovoiere, la forfecare, la efort axial (de compresiune sau întindere, respectiv la torsiune).

### 2.2.2.11 Durata de viață proiectată

Exigențele structurale și siguranța construcțiilor trebuie să corespundă pe întreaga durată de viață (exploatare) a construcțiilor.
Durata de viață a construcției în funcție de tipul construcției este prezentată în tabelul 2.2.

*Tab. 2.2 Durata de viață proiectată clădirilor*

| Durata de viață proiectată (ani) | Tipul construcției |
|---|---|
| ≥100 | Clădiri monumentale, construcții inginerești importante, etc. |
| 50...100 | Clădiri obișnuite |
| 10...30 | Construcții agricole<br>Părți de construcție ce pot fi înlocuite (reazeme) |
| ≤10 | Construcții temporare |

### 2.2.2.12 Alte metode de proiectare

Metoda stărilor limită, aplicată în prezent în proiectare, este cea mai avansată, deoarece valorile caracteristice ale încărcărilor s-au determinat, în general, prin utilizarea unor curbe cunoscute ale frecvențelor și metode de calcul bazate pe statistica matematică.
Coeficienții parțiali de siguranță ai încărcărilor se dau diferențiat în funcție de tipul încărcărilor, iar coeficienții parțiali de siguranță pentru material se dau în funcție de tipul materialului și tipul solicitării, ținându-se seama și de condițiile de lucru.
Înainte de introducerea metodei stărilor limită (MSL), s-au folosit metoda rezistențelor admisibile (MRA) și metoda la rupere (MR).

**a.) Metoda rezistențelor admisibile:**

Este prima metodă utilizată în proiectare. În această metodă se consideră că materialele au o comportare elastică până în stadiul de rupere. Încărcările se consideră cu valori normate, stabilite pe bază de experiență.

Pentru verificarea siguranței unui element structural se pune condiția ca eforturile unitare maxime normale $\sigma_{max}$ (pentru solicitările de încovoiere, întindere sau compresiune axială) și tangențiale $\tau_{max}$ (pentru solicitările de forfecare și torsiune) să fie mai mici, cel mult egale cu eforturile unitare admise:

$$\sigma_{max} \leq \sigma_a \tag{2.30}$$

$$\tau_{max} \leq \tau_a \tag{2.31}$$

Eforturile unitare $\sigma$ și $\tau$ se calculează în domeniul elastic pe baza eforturilor secționale rezultate prin calculul static al structurii. Efortul unitar $\sigma$ (N/mm$^2$) este produs de momentele încovoietoare sau eforturile axiale de întindere sau compresiune, iar efortul $\tau$ este produs de forțele tăietoare sau momentul de torsiune. Încărcările se consideră cu valori normate.
În cele mai solicitate secțiuni rezultă valorile maxime ($\sigma_{max}$ și $\tau_{max}$), care trebuie să fie mai mici sau cel mult egale cu valorile admisibile ($\sigma_a$ și $\tau_a$).

Valorile admisibile ($\sigma_a$ și $\tau_a$) sunt fracțiuni din eforturile unitare de rupere ($\sigma_r$ și $\tau_r$), calculându-se cu relațiile:

$$\sigma_a = \xi_1 \cdot \sigma_r \tag{2.32}$$

$$\tau_a = \xi_2 \cdot \tau_r \tag{2.33}$$

Unde valorile $\xi_1$ și $\xi_2$, subunitare, s-au stabilit pe bază de experiență.
Metoda rezistențelor admisibile are o serie de neajunsuri, cum sunt:
1.) Nu ia în considerare comportarea elasto-plastică a materialelor. De exemplu, în cazul secțiunilor supuse la încovoiere, diagrama $\sigma$ rezultă liniară pe toată înălțimea (cu valori maxime în fibrele extreme). În realitate diagrama $\sigma$ este curbilinie, rezultând astfel o rezervă de rezistență neluată în considerare (Fig.2.3).

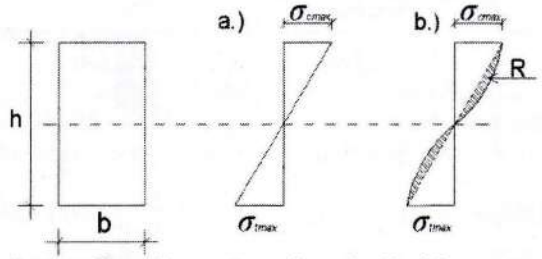



Fig. 2.3 Distribuția eforturilor unitare (tensiunilor) în secțiune în cazul comportării elastice (a) și elasto-plastice (b), R-rezerva de rezistență

2.)Valorile $\sigma_a$ și $\tau_a$ nu exprimă o siguranță clară, întrucât aceste valori trebuie să asigure, în mod empiric, variațiile tuturor parametrilor siguranței (încărcări, rezistențe, geometria elementelor structurii etc.) și toate abaterile de la ipotezele medii sau ideale considerate (erori de execuție, neconcordanța ipotezelor de calcul cu comportarea reală etc.).

b.)**Metoda la rupere (MR)**

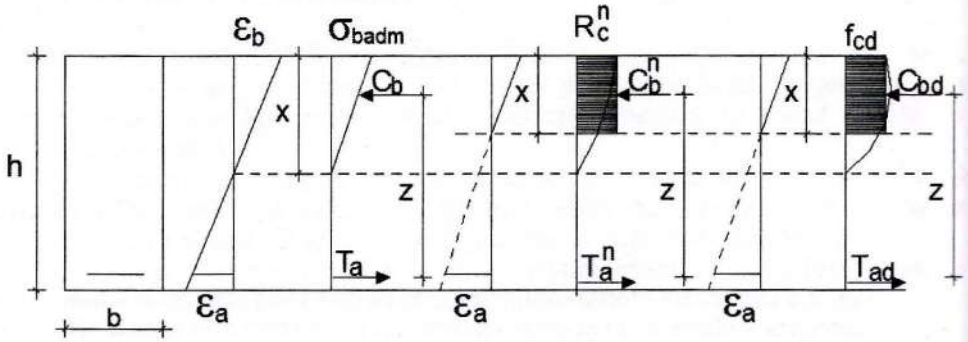
În metoda la rupere se consideră comportarea elasto-plastică a materialelor (ca și în MSL).
Încărcările și rezistențele materialelor se dau cu valori normate. Valorile normate ale materialelor se pot utiliza și în MSL în lipsa valorilor caracteristice.
Metoda la rupere se bazează pe experimentări și ține cont de condițiile reale de rupere ale elementelor dar nu ia în considerare dimensionarea acestora în alte stadii de lucru care apar în perioada de exploatare (fisurare, deformați și rigiditate), care se produc în stadiul elastic, la încărcări inferioare celor de rupere.
Verificarea unui element (sau a unei secțiuni) se face cu relația generală:

$$c_{ef} = \frac{E_{cap}}{E_{\max}} \geq c_{pr} \qquad (2.34)$$

unde:

$E_{cap}$ – efortul secțional capabil (de rupere), considerând rezistența normată a materialului;
$E_{max}$ - efortul secțional maxim produs de încărcările normate, obținute prin calcul static;
$c_{ef}$- coeficientul efectiv de siguranță;
$c_{pr}$- coeficientul de siguranță prescris, cu valoare supraunitară

Coeficienții $c_{pr}$, se dau în funcție de material, element și tipul solicitării, având valori supraunitare cuprinse, în general, între 2 și 3.
$E_{cap}$ și $E_{max}$ pot fi: moment încovoietor, efort axial (de întindere și compresiune), forță tăietoare sau moment de torsiune.
Coeficientul de siguranță ține seama, global, de toți parametrii siguranței (încărcări, materiale, condiții de lucru etc.).
În figura 2.4, și tabelul 2.2 se prezintă o secțiune din b.a. monolit solicitată la încovoiere și calculată pe baza celor 3 metode de calcul.




a.)MRA b.) MR c.) MSL

Fig. 2.4

*Tab. 2.3 Determinarea momentelor capabile*

| Determinarea momentelor capabile, $M_{cap}$ | | |
|---|---|---|
| **MRA** | **MR** | **MSL** |
| $C_b = \frac{1}{2} \cdot b \cdot x \cdot \sigma_{badm}$ | $C_b^n = b \cdot x \cdot R_c^n$ | $C_{bd} = b \cdot x \cdot f_{cd}$ |
| $T_a = A_a \cdot \sigma_{aadm}$ | $T_a^n = A_a \cdot R_a^n$ | $T_{ad} = A_a \cdot f_{yd}$ |
| $C_b = T_a \rightarrow x \rightarrow z$ | $C_b^n = T_a^n \rightarrow x \rightarrow z$ | $C_{bd} = T_{ad} \rightarrow x \rightarrow z$ |
| $M_{cap} = C_b \cdot z = T_a \cdot z$ | $M_{cap} = C_b \cdot z = T_a \cdot z$ | $M_{cap} = M_{Rd} = C_{bd} \cdot z = T_{ad} \cdot z$ |

În figura 2.4 și tabelul 2.3 s-au utilizat notațiile:

$\varepsilon_b$, $\varepsilon_a$ - deformațiile specifice în beton (în fibra extremă comprimată) și în armătura întinsă;

$\sigma_{badm}$, $\sigma_{aadm}$- eforturile unitare maxime admise în beton și armătură;

$R_c^n$, $R_a^n$ - rezistențele normate din zona comprimată a betonului și din armătură;

$f_{cd}$, $f_{yd}$ - rezistențele unitare de calcul ale betonului și a armăturii;

$C_b$, $T_a$ - rezultantele de calcul din beton și armătură, care în MR sunt cu valori normate ($C_b^n$, $C_a^n$), respectiv cu valori de calcul (de proiectare) în MSL ($C_{bd}$, $C_{ad}$).

Din proiecția pe orizontală ($C_b = T_a$) rezultă înălțimea zonei comprimate ($x$), respectiv brațului cuplului (z).

Evident că $M_{cap}$ rezultă cu valori diferite pentru cele trei metode de calcul. În MRA siguranța este neexplicitată, în MR siguranța este exprimată prin coeficientul unic de siguranță, iar în MSL siguranța este explicitată prin coeficienții parțiali de siguranță.
Metoda stărilor limită (MSL) corespunde cel mai bine realității, fiind justificată științific.

### 2.2.3 EVALUAREA ACŢIUNILOR ÎN MSL

Prin evaluarea acţiunilor se înţelege stabilirea valorilor (mărimilor sau intensităţilor) acţiunilor care acţionează pe elementele de construcţii şi pe structura clădirii.
În procesul de evaluare se stabilesc valorile caracteristice ale acțiunilor, în conformitate cu datele prezentate în coduri de proiectare, urmând ca ulterior să se

determine valorile de calcul, în conformitate cu grupările de încărcări la care se face calculul static al structurii.

### 2.2.3.1 Evaluarea acţiunilor permanente

Evaluarea acţiunilor permanente constă în determinarea greutăţilor proprii (G) ale elementelor structurale şi nestructurale care acţionează asupra elementelor de construcţii, utilizând relaţia generală:

$$G = \gamma \cdot V \qquad [N, kN] \qquad (2.35)$$

unde:

$\gamma$ este greutatea specifică a materialului [N/m$^3$, kN/m$^3$], iar
V este volumul elementului, (m$^3$).

Greutatea unui element se mai poate determina dacă se cunoaşte densitatea materialului ($\rho$) cu relaţia:

$$G = m \cdot g = \rho \cdot V \cdot g \qquad [N, kN] \qquad (2.36)$$

unde:

m este masa elementului, (kg/m$^3$);
$\rho$ - densitatea materialului, (kg/m$^3$);
g- acceleraţia gravitaţională, (m/s$^2$).

În cele ce urmează se arată cum se evaluează greutăţile proprii în câteva situaţii:

**a.) Greutatea proprie a planşeelor:**

Planşeele sunt elemente stratificate alcătuite din mail multe straturi, din care unul din ele este de rezistenţă.
Se notează grosimile straturilor cu $d_1$, $d_2$, $d_3$....$d_i$ şi greutăţile specifice ale materialelor din care sunt alcătuite cu $\gamma_1$, $\gamma_2$, $\gamma_3$.. $\gamma_i$ şi se evaluează greutatea caractersitică pe m$^2$ cu relaţia:

$$g_k = \sum d_i \cdot \gamma_i \qquad [N/m^2, kN/m^2] \qquad (2.37)$$

unde: $d_i$ grosimea straturilor i [m], iar
$\gamma_i$ greutăţile specifice ale materialelor, [N/m$^3$ sau kN/m$^3$].

**b.) Greutatea proprie a grinzilor:**

Se evaluează pe metru liniar cu relaţia:

$$g_k = A \cdot \gamma \qquad [N/m, kN/m] \qquad (2.38)$$

unde:

A este aria secţiunii transversale [m$^2$];
$\gamma$ densitatea materialului [N/m$^3$, kN/m$^3$]

Dacă grinda are o secţiune compusă din două sau mai multe materiale, atunci se însumează greutatea fiecăruia pe metru liniar. Finisajele de pe grindă se iau în considerare tot pe metru liniar.

**c.) Greutatea proprie a stâlpilor:**

Se determină, în general pe înălţimea unui nivel cu relaţia:

$$G_k = A \cdot h_e \cdot \gamma \qquad \text{[N, kN]} \qquad (2.39)$$

unde:

$A$ este aria secţiunii transversale [$m^2$];
$h_e$ înălţimea nivelului [m];
$\gamma$ densitatea materialului [$N/m^3$, $kN/m^3$].

Elementele de finisaj se consideră împreună cu stâlpul, tot pe înălţimea etajului, prin însumare.

**d.) Greutatea proprie a aticelor:**
Se evaluează, obişnuit, pe metru liniar de atic.

**e.) Greutatea pereţilor structurali**

Greutatea pereţilor structurali se poate evalua pe metru pătrat de perete, (ca şi în cazul planşeelor); pe metru liniar de perete (pe orizontală) sau pe nivel.
În cazul evaluării pe metru liniar, care este greutatea unei fâșii verticale de perete cu înălțimea (lungimea) egală cu $h_e$ și lățimea egală cu 1m se utilizează relaţia:

$$g_{1k} = h_e \cdot \Sigma(d_i \cdot \gamma_i) \qquad \text{[N/m, kN/m]} \qquad (2.40)$$

unde suma reprezintă greutatea pe $m^2$, iar $h_e$ înălţimea nivelului.
Greutatea pe nivel a unui perete se determină înmulţind greutatea pe $m^2$ cu suprafaţa sa, respectiv înmulţind greutatea pe metru liniar cu lungimea peretelui.
În cazul pereţilor din zidărie confinată (stâlpişori şi centuri din beton armat), greutatea peretelui pe nivel rezultă prin însumarea porţiunii de zidărie cu greutatea elementelor din beton.
În cazul pereţilor cu goluri greutatea unui perete se determină prin însumarea greutăţilor porţiunii pline cu greutatea tâmplăriei.

**f.)Greutatea fundaţiilor:**

În cazul fundaţiilor continue se determină greutatea lor pe metru liniar sau greutatea totală (pe toată lungimea lor), iar în cazul fundaţiilor izolate se determină greutatea fiecărei fundaţii.

**g.)Pereții nestructurali cu poziție variabilă:**

Pereții nestructurali cu poziție variabilă sunt pereți ușori de compartimentare care reazemă direct pe planșee, fără a necesita grinzi. În funcție de greutatea caracteristică ($g_l$) a acestor pereți pe metru liniar (greutatea unei fâșii verticale de perete cu înălțimea egală cu înălțimea utilă a nivelului și lățimea de 1 m), încărcarea pereților de compartimentare cu poziție variabilă se consideră uniform repartizată pe planșeu ($g_{ech}$) astfel:

- în conformitate cu STAS 10101/2A1-78 [17] greutățile normate: $g_1^n$ - pe metru liniar de perete, se echivalează pe m$^2$ de planșeu ( $g_{ech}^n$ ) astfel:
  - dacă $g_1^n \leq 150daN/m$, $g_{ech}^n = 50daN/m^2$;
  - dacă $150 < g_1^n \leq 300daN/m$, $g_{ech}^n = 100daN/m^2$;
  - dacă $300 < g_1^n \leq 500daN/m$, $g_{ech}^n = 150daN/m^2$

Se menționează că pe un panou de planșeu (tramă), dacă $g_1^n \leq 500daN/m$, se poate utiliza relația:

$$g_{ech}^n = \frac{G_p^n}{A} daN/m^2 \tag{2.41}$$

unde $G_p^n$ este greutatea totală a pereților de compartimentare cu poziție variabilă de pe o tramă cu suprafața A.

Dacă $g_1^n > 500daN/m^2$, atunci acești pereți se consideră cu poziție fixă.

- în conformitate cu SR EN 1991-1-1/2004 [23], sunt considerați pereți nestructurali de compartimentare cu poziție variabilă (mobili) pereții cu greutatea caracteristică ( $g_1^k$ ) pe metru liniar ≤300 daN/m (3kN/m).

Greutatea lor se consideră o încărcare utilă $g_{kech}$ distribuită pe planșeu, astfel:

- dacă $g_1^k \leq 1kN/m$, $g_{kech} = 0{,}5kN/m^2$;
- dacă $1 < g_1^k \leq 2kN/m$, $g_{kech} = 0{,}8kN/m^2$;
- dacă $2 < g_1^k \leq 3kN/m$, $g_{kech} = 1{,}2kN/m^2$

Dacă $g_1^k > 3kN/m$, acești pereți se consideră cu poziție fixă.

**h.) Pereții nestructurali cu poziție fixă:**

Din categoria pereților nestructurali cu poziție fixă fac parte:

- pereții de închidere la structuri în cadre, dispuși fie în planul median al cadrelor (când reazemă pe grinzi) fie în partea exterioră a cadrelor (când reazemă pe consolele exterioare ale planșeului).

- pereții de umplutură, care se dispun în planul median al unor cadre și reazemă pe riglele cadrelor;
- pereții de compartimentare dispuși pe planșee, dacă greutatea acestora pe ml de perete este $g_1^n \geq 5kN/m$ (conform 10101/2A1-78 [17]), respectiv $g_1^k \geq 3kN/m$ (conform SR EN 1991-1-1/2004 [23]). În acest caz planșeul se va calcula considerând poziția și greutatea reale ale acestor pereți. Dacă greutatea acestora este relativ mare sau dacă panoul de planșeu (trama) are deschideri mari, pentru susținerea lor se pot utiliza grinzi secundare.

În tabelul 1. A se dau greutățile tehnice pentru diverse materiale conform SR EN 1991-1-1/2004 [23].

### 2.2.3.2 Evaluarea acţiunilor datorate procesului de exploatare a clădirilor (utile)

Evaluarea acțiunilor utile se face în conformitate cu valorile date în coduri.
În 10101/2A1-78 se dau valorile normate ale acțiunilor utile (similare celor caracteristice), iar valorile de calcul se stabilesc cu relația (1.1), unde coeficientul de supraîncărcare $n = \gamma_F$.
În mod normal, încărcările utile acţionează pe planşee, fiind considerate uniform distribuite, dar şi pe alte elemente (parapeţi, balustrade etc.), când se consideră orizontale și distribuite liniar pe mâna curentă a balustradelor sau la partea superioară a parapeților.
În SR EN 1991-1-1/2004 [23] se dau valori caracteristice ale încărcărilor utile, considerate uniform distribuite pe planșee ($q_k$), precum și o valoare caracteristică concentrată ($Q_k$), dar care nu se consideră simultan cu încărcarea distribuită.
În tabelul 2.A se prezintă categoriile de zone specifice, notate cu A,B,C,D, și încărcările $q_k$, și $Q_k$, după normele europene.

### 2.2.3.3 Evaluarea acţiunii datorate greutăţii zăpezii

Încărcarea din zăpadă se consideră acționând vertical pe proiecția orizontală a suprafeței acoperisului. Valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă ($s_k$) pe acoperiș se determină cu relația:

$$s_k = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{o,k} \qquad (2.42)$$

unde:

$\mu_i$ - coeficient de formă pentru încărcarea din zăpadă pe acoperiș;

$s_{o,k}$ - valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe sol (kN/m$^2$), în amplasament;

$C_e$ - coeficient de expunere al amplasamentului construcției;

$C_t$ - coeficient termic.

a.) **Valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe sol ($s_{o,k}$)**

Valoarea caracteristică a încărcării din zăpadă pe sol, având 2% probabilitate de depășire într-un an, s-a stabilit în funcție de zona geografică, pentru un interval mediu de recurență (IMR) de 50 de ani. Pentru altitudini sub 1000 m valorile $s_{o,k}$ se dau în figura 2.5 [10], iar pentru altitudini mai mari – în tabelul 2.4 [10].

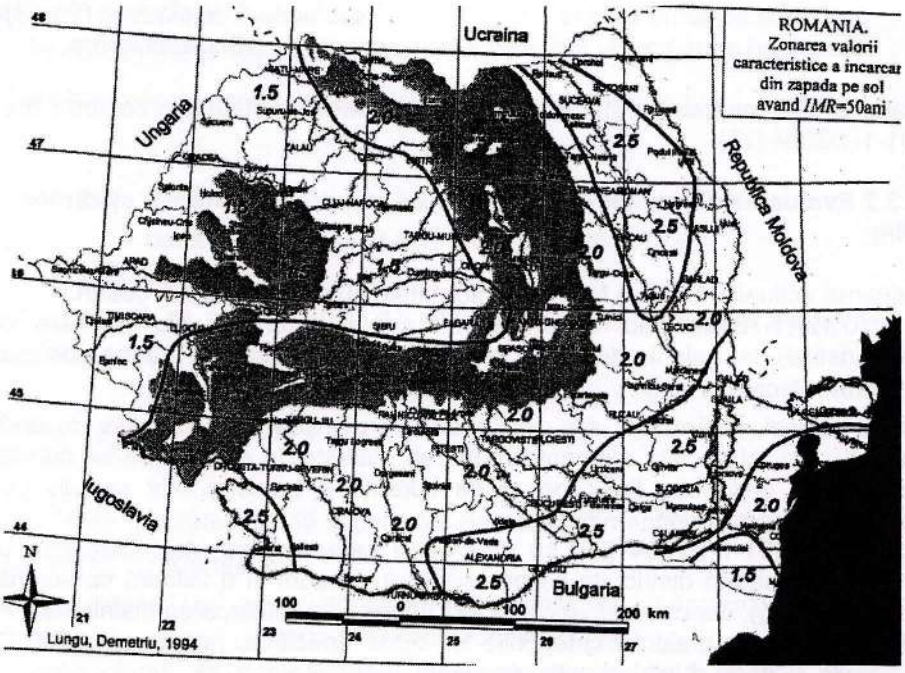



Fig. 2.5 Zonarea valorii caracteristice a încărcării din zăpadă pe sol

*Tab. 2.4 Valori caracteristice ale încărcării din zăpadă pe sol, în zonele montane (A≥1000 m)*

| | $s_{0,k}(A \geq 1000m)$, kN/m$^2$ | |
|---|---|---|
| Altitudinea A, m | $s_{0,k} = 1{,}5kN/m^2$ | $s_{0,k} = 2{,}0kN/m^2$ |
| 1000 | 1,5 | 2,0 |
| 1100 | 2,1 | 2,6 |
| 1200 | 2,7 | 3,1 |
| 1300 | 3,3 | 3,7 |
| 1400 | 3,9 | 4,2 |
| 1500 | 4,5 | 4,8 |
| 1600 | 5,1 | 5,4 |
| 1700 | 5,7 | 5,9 |
| 1800 | 6,3 | 6,5 |
| 1900 | 6,9 | 7,0 |
| 2000 | 7,5 | 7,6 |

**b.) Coeficientul de formă pentru încărcarea din zăpadă pe acoperiș ( $\mu_i$ ).**

Coeficientul de formă pentru încărcarea din zăpadă pe acoperiș ține seama de forma acoperișului, precum și de posibilitatea aglomerării cu zăpadă.

**b.1) Acoperiș cu o pantă (Fig. 2.6)**

În acest caz nu avem aglomerare cu zăpadă pe acoperiș, coeficientul de formă notându-se cu $\mu_1$.

În situația când zăpada nu este împiedicată să alunece de pe acoperiș, coeficientul de formă $\mu_1$ depinde de panta acoperișului. Pentru $\alpha \leq 30°$, $\mu_1 = 0{,}8$, iar pentru $\alpha > 60°$, $\mu_1 = 0$ (zăpada alunecă în totalitate de pe acoperiș). Pentru $30° < \alpha < 60°$ se interpolează liniar, cantitatea de zăpadă care alunecă de pe acoperiș, fiind proporțională cu mărimea pantei (Fig. 2.7 și tabelul 2.5).

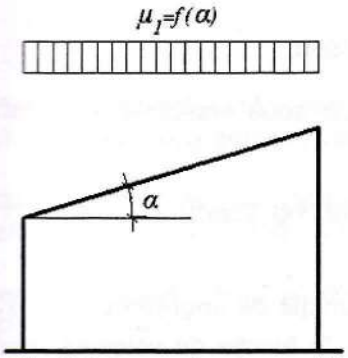



Fig. 2.6 Acoperiș cu o pantă

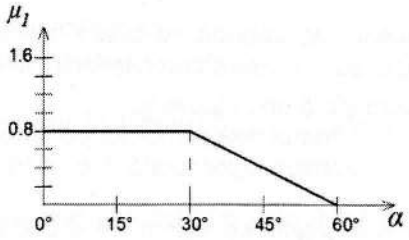



Fig. 2.7 Acoperiș cu două pante

**b.2) Acoperiș cu două pante și coamă (Fig. 2.8)**

Zăpada nu se aglomerează pe acoperiș, dar poate fi spulberată succesiv de către vânt pe fiecare din cele două suprafețe.

În situația când zăpada nu este împiedicată să alunece de pe acoperiș, se consideră următoarele variante:

- zăpada totală pe ambele suprafețe ale acoperișului (cazul a din figura 2.8);
- succesiv zăpada totală pe o suprafață și spulberată pe cealaltă (cazurile b și c din figura 2.8).

Coeficienții $\mu_1$, pe fiecare suprafață, se determină în funcție de unghiurile $\alpha_1$ și $\alpha_2$; Când zăpada e spulberată, se consideră jumătate din aceste valori (Fig. 2.8.b,c)

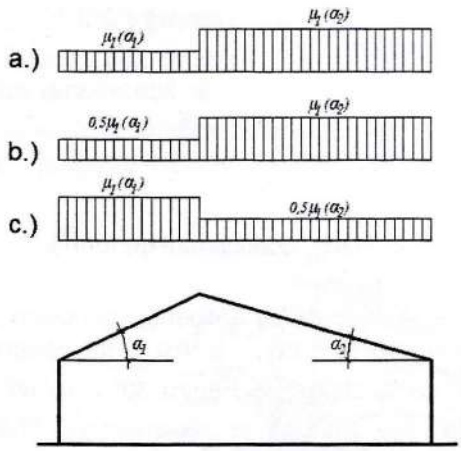



Fig. 2.8 Acoperiș cu două pante

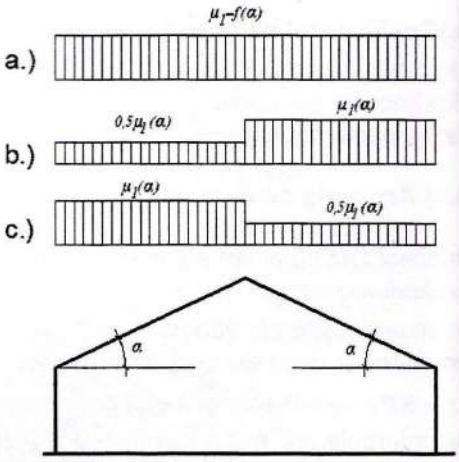



Fig. 2.9 Acoperiș simetric cu două pante $\mu_1 = f(\alpha)$

### b.3) Acoperișuri cu două sau mai multe deschideri

În acest caz zăpada se poate aglomera pe cele două suprafețe. Aglomerarea zăpezii se consideră prin coeficientul $\mu_2$.

Se consideră două ipoteze:

- zăpada neaglomerată pe ambele suprafețe (Fig. 2.9a);
- zăpada aglomerată (Fig. 2.10) [10];

În prima ipoteză se determină coeficienții $\mu_1$ **în funcție de unghiurile** $\alpha_1$ și $\alpha_2$, iar în situația a doua se calculează coeficientul $\mu_2$ în funcție de valoarea medie a unghiurilor $\alpha_1$ și $\alpha_2$, ($\alpha_{med} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$), așa cu rezultă din figura 2.11 și tabelul 2.5.

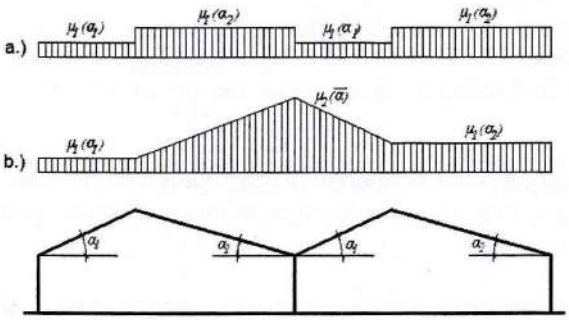



Fig. 2.10 Acoperiș cu două pante $\overline{\alpha} = (\alpha_1 + \alpha_2)/2$

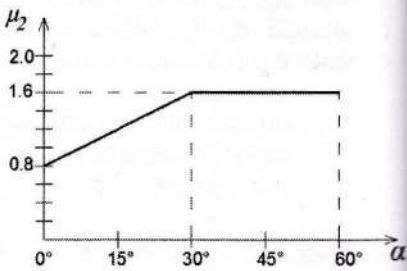



Fig. 2.11Valorile coeficientului $\mu_2$ în funcție de $\alpha$

Coeficienții $\mu_1$ și $\mu_2$ se dau în tabelul 2.5 [10].

*Tab. 2.5*

| Panta acoperișului, $\alpha°$ | $0° \le \alpha \le 30°$ | $30° < \alpha \le 60°$ | $\alpha \ge 60°$ |
|---|---|---|---|
| $\mu_1$ | 0,8 | $0{,}8(60-\alpha)/30$ | 0,0 |
| $\mu_2$ | $0{,}8+0{,}8\alpha/30$ | 1,6 | - |

În codul CR 1-1-3/2005 [10], referitor la evaluarea acțiunii zăpezii asupra construcțiilor, se dau coeficienți de formă pentru alte situații, cum sunt:

- acoperișuri cilindrice;
- acoperișuri cu denivelări bruște;
- efectele locale ale unor obstacole de pe acoperiș, respectiv aglomerarea zăpezii pe marginea elementelor de acoperiș ieșite în consolă (de exemplu pe streașine).

### 2.2.3.4 ÎNCĂRCAREA DATORATĂ ACȚIUNII VÂNTULUI

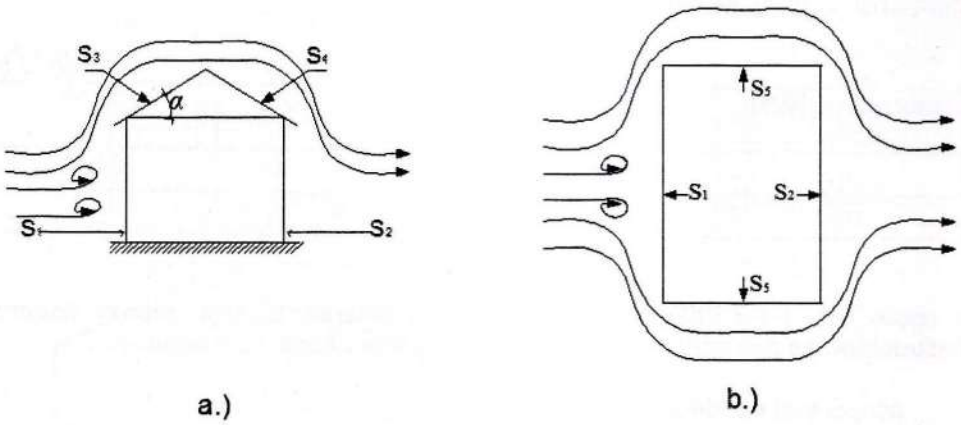
#### 2.2.3.4.1 Modul de acțiune al vântului asupra construcțiilor

Vântul acționează asupra părților perimetrale (de închidere) în funcție de poziția acestora în raport cu direcția vântului.

În cazurile practice, vântul se consideră acționând succesiv pe cele două direcții principale ale clădirii.

În figura 2.12 se prezintă un exemplu de acțiune a vântului pe direcția transversală, evidențiindu-se modul de acțiune pe fiecare suprafață exterioară, astfel:

- pe suprafața expusă $S_1$, asupra căreia vântul acționează normal și direct, se produc presiuni normale pe suprafață;
- pe suprafața adăpostită $S_2$, de pe partea opusă a clădirii, se produc sucțiuni normale pe suprafață;
- pe suprafața $S_3$ apar sucțiuni (pentru valori mici ale unghiului $\alpha$) sau presiuni (pentru valori relativ mari ale unghiului $\alpha$), precum și forțe de frecare, care acționează tangențial pe suprafață;
- pe suprafața $S_4$ apar sucțiuni (indiferent de mărimea unghiului $\alpha$) și forțe de frecare;
- pe suprafețele de capăt $S_5$ apar sucțiuni și forțe de frecare.




a.) b.)

Fig. 2.12 Modul de acțiune al vântului
asupra unei construcții:
a.) Vedere laterală; b.) vedere în plan

Dacă unghiul $\alpha=0$, atunci pe suprafața (orizontală) a acoperișului apar sucțiuni și forțe tangențiale.
Din ansamblul de acțiuni ale vântului, sunt importante în proiectare doar o parte din ele, astfel:

- presiunea pe suprafața $S_1$ și sucțiunea pe suprafața $S_2$ (care se însumează) pentru calculul structurii în ansamblu. La acestea se adună și componentele orizontale de pe suprafețele $S_3$ și $S_4$ (când au același sens cu cele de pe suprafețele $S_1$ și $S_2$);
- presiunile și sucțiunile de pe suprafețele $S_3$ și $S_4$, pentru calculul acoperișului (elementele șarpantei, prinderea învelitorii);
- sucțiunea de pe acoperișuri ușoare (suspendate);

Forțele de frecare care apar, în general se neglijează în proiectarea curentă. Pot fi luate în considerare în unele situații, cum sunt:

- la acoperișuri și pereți paraleli cu direcția vântului cu suprafețe mari;
- la clădiri înalte, unde efectul vântului de pe întreaga suprafață este important.

Acțiunea vântului se evaluează astfel:

- evaluarea presiunilor și sucțiunilor unitare, pe unitatea de suprafață a elementelor ($kN/m^2$), în cazul clădirilor obișnuite, cu forme geometrice ordonate. Având presiunile unitare se pot calcula, în continuare rezultante din acțiunea vântului pe anumite suprafețe, acțiuni concentrate în dreptul planșeelor, precum și rezultanta totală ce acționează clădirea în ansamblu;
- evaluarea directă, pe întreaga clădire, a forței totale din vânt, care include presiunea, sucțiunea și forțele de frecare pe întreaga clădire. Se aplică în cazul clădirilor cu forme geometrice neregulate (rezervoare cilindrice sau sferice, balustrade la poduri, etc.), la care este dificilă evaluarea acțiunilor unitare.

### 2.3.4.2 Evaluarea acțiunilor unitare

Presiunea (sau sucțiunea) caracteristică a vântului pe o suprafață (exterioară sau interioară), la înălțimea z deasupra terenului ( $w(z)$ ), se determină cu relația:

$$w_k(z) = q_{ref} \cdot c_e(z) \cdot c_p \qquad (\text{kN/m}^2) \qquad (2.44)$$

unde:

$q_{ref}$ este presiunea de referință a vântului, în funcție de zona climatică;
$c_e(z)$ este factorul de expunere la înălțimea z deasupra terenului;
$c_p$ este coeficientul aerodinamic de presiune: $c_{pe}$ pentru suprafețe exterioare, respectiv $c_{pi}$ pentru suprafețe interioare, întrucât pot fi situații în care se determină presiunea sau sucțiunea în interiorul clădirilor.

Dacă valoarea coeficienților $c_p>0$ avem presiuni, iar dacă $c_p<0$ avem sucțiuni.

#### Presiunea de referință ($q_{ref}$)

Presiunea de referință este presiunea vântului calculată cu viteza de referință ($U_{ref}$), exprimată în m/s:

$$q_{ref} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot U_{ref}^2 \qquad (2.45)$$

unde: $\rho$ este densitatea aerului ce variază în funcție de altitudine, temperatură, anotimp, latitudine etc. Pentru aerul standard $\rho = 1{,}25$ kg/m$^3$, rezultând:

$$q_{ref} = 0{,}625 \cdot U_{ref}^2 \qquad [\text{kN/m}^2] \qquad (2.46)$$

În figura 2.13 [9] se dă presiunea de referință a vântului în România, determinată pentru viteza de referință mediată pe zece minute și având 50 de ani interval mediu de recurență.

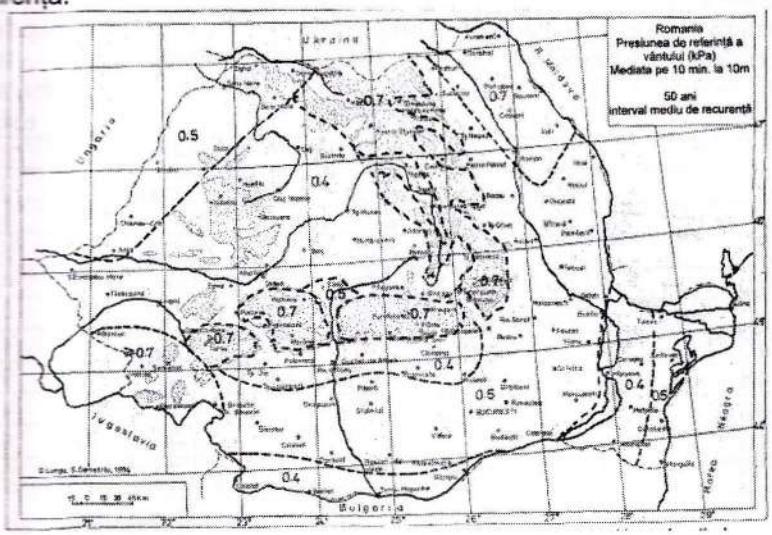



Fig. 2.13 Presiunea de referință a vântului

Pentru zonele neacoperite suficient prin datele din harta de zonare, în special pentru zonele de munte, se recomandă consultarea INMH (Institul Național de Meteorologie și Hidrologie) pentru a obține date primare, precum și a instituțiilor de specialitate din domeniul construcțiilor pentru analiza acestor date.

**b) Factorul de expunere la înălțimea z deasupra terenului, $C_e(z)$.**

Factorul de expunere $C_e(z)$, care ține seama de creșterea vitezei vântului cu înălțimea, se calculează cu relația:

$$C_e(z) = c_r(z) \cdot c_g(z) \cdot c_t(z) \tag{2.47}$$

unde:

$c_r(z)$ - factorul de rugozitate, care depinde de natura terenului (câmp deschis, zone cu densitate redusă a construcțiilor, zone urbane etc.);

$c_g(z)$ - factorul de rafală, care ține seama de viteza maximă a vântului în timpul rafalelor;

$c_t(z)$ - factorul topografic, care ține seama de influența locală a unui obstacol natural.

Considerând $c_t(z) = 1$, (teren fără obstacole naturale) valorile factorului de expunere $C_e(z)$ se dau în tabelul 2.6, în funcție de înălțimea z(m) deasupra terenului și tipul zonei (natura terenului).

*Tab. 2.6- Valorile coeficientului $C_e(z)$*

| Înălțimea z deasupra terenului (m) | Tipul zonei | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Urbane, dens construite | Urbane cu densitate redusă de construcții | Câmp deschis | Suprafețe de apă (mare, lacuri extinse) |
| 0 | 1,00 | 1,70 | 2,40 | 2,90 |
| 20 | 1,50 | 2,15 | 2,90 | 3,30 |
| 40 | 2,05 | 2,70 | 3,40 | 3,80 |
| 60 | 2,30 | 3,05 | 3,70 | 4,10 |
| 80 | 2,55 | 3,15 | 3,90 | 4,30 |
| 100 | 2,80 | 3,45 | 4,10 | 4,50 |
| 120 | 2,95 | 3,65 | 4,30 | 4,65 |
| 140 | 3,10 | 3,80 | 4,40 | 4,75 |
| 160 | 3,20 | 3,90 | 4,50 | 4,85 |
| 180 | 3,25 | 4,00 | 4,60 | 4,95 |
| 200 | 3,40 | 4,10 | 4,70 | 5,05 |

Factorul topografic $c_t(z)$, care intervine în relația (2.47) evaluează creșterea vitezei vântului peste dealuri izolate și alte accidente topografice (nu se ia în considerare peste dealuri pe zone ample din regiunile muntoase).

**c) Coeficienții aerodinamici de presiune ($c_p$)**

Coeficientii aerodinamici de presiune pentru suprafețele exterioare ($c_{pe}$) depind de forma și dimensiunile clădirii. Se determină pentru clădiri cu forme ordonate (dreptunghi, pătrat sau apropiate de aceste forme).
În funcție de modul de acțiune al vântului pe diverse suprafețe, se stabilesc zone de acțiune a vântului, având coeficienți distincți pentru fiecare zonă (Fig. 2.14).

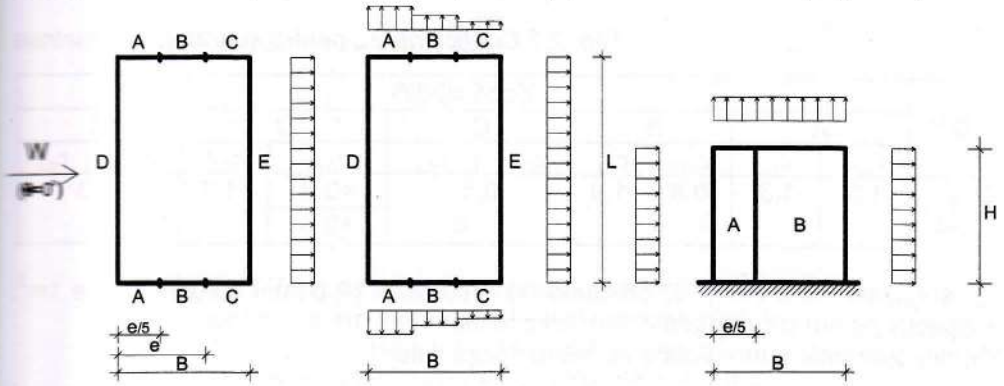



Fig. 2.14 Zone de acțiune a vântului pe suprafețele unei clădiri cu forma de paralelipiped
a- precizarea direcției vântului și delimitarea suprafețelor
b,c reprezentarea acțiunilor unitare în plan (b) și vedere laterală (c).

Direcția vântului se consideră astfel:

- $\theta = 0$, pe direcția transversală, de la stânga la dreapta;
- $\theta = 180°$, pe direcția transversală, de la dreapta la stânga;
- $\theta = 90°$, pe direcția longitudinală.

În figura 2.14 s-a reprezentat acțiunea vântului pe direcția transversală pentru $\theta = 0$. Se observă următoarele zone:

- D- expusă;
- E-adăpostită;
- A,B,C-, respectiv A și B (în funcție de raportul b/2h) pe fațadele paralele cu direcția vântului.

Pentru alte direcții de acțiune zonele se schimbă. De exemplu pentru $\theta = 180°$ suprafața E va fi expusă și D adăpostită.
Pentru $\theta = 0$ și $180°$, valoarea dimensiunii "e" din figura 2.14 este egală cu valoarea minimă dintre B și 2H. Pentru B≤2H avem două zone pe suprafețele paralele cu direcția vântului ( A și B), respectiv trei zone (A, B și C) dacă B>2H.
Pentru $\theta = 90°$ valoarea lui "e" se stabilește similar, însă în funcție de raportul dintre L și 2H.

În tabelul 2.7 se dau valorile coeficienților $c_p$ pentru suprafețe perimetrale în funcție de raportul B/H pentru $\theta = 0$ sau $180°$. Pentru $\theta = 90°$ raportul B/H din tabel devine L/H, iar suprafețelor expusă și adăpostită vor fi frontoanele clădirii.

*Tab. 2.7 Coeficienții $c_{pe}$ pentru suprafețe perimetrale*

| B/H | Zona clădirii | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | A | | B | | C | | D | | E | |
| | $c_{p,10}$ | $c_{p,1}$ | $c_{p,10}$ | $c_{p,1}$ | $c_{p,10}$ | $c_{p,1}$ | $c_{p,10}$ | $c_{p,1}$ | $c_{p,10}$ | $c_{p,1}$ |
| ≤1 | -1,0 | -1,3 | -0,8 | -1,0 | -0,5 | | +0,8 | +1,0 | -0,3 | |
| ≥4 | | | | | | | +0,6 | | | |

$c_{p,1}$ și $c_{p,10}$ sunt coeficienții de presiune (+) și sucțiune (-) pentru o suprafață de $1m^2$, respectiv pentru o suprafață ≥$10m^2$ (caz uzual).
Pentru suprafețe intermediare se interpolează liniar.

Din figura 2.14 și tabelul 2.7 se constată că pentru acțiunea vântului pe ansamblul clădirii, prezintă importanță numai presiunea de pe suprafața D (expusă) și sucțiunea de pe suprafața E (adăpostită), care au același sens și se însumează în moduli.
Sucțiunile de pe cele două frontoane se anulează reciproc.

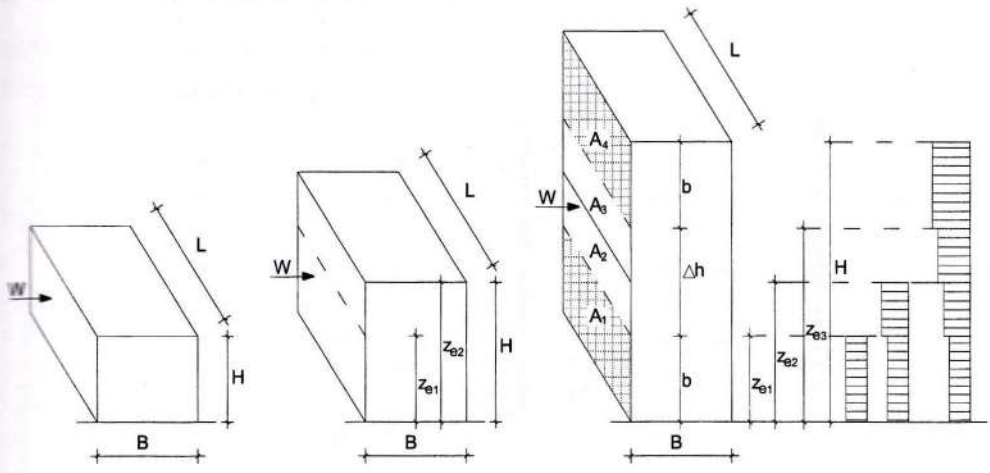
Factorul de expunere $C_e(z)$ se stabilește în funcție de înălțimea (H) și de lățimea (L) ale suprafeței expuse, respectiv adăpostite.
În cele ce urmează, pentru direcția transversală a vântului $\theta = 0$ se prezintă determinarea coeficientului $C_e(z)$ pentru suprafețele D și E.

**Cazul H/L≤1 (Fig. 2.15a)**

În acest caz se consideră că presiunea și sucțiunea vântului sunt constante pe întreaga arie expusă, respectiv adăpostită, înălțimea de referință fiind $z_e$= H în funcție de care se determină $C_e$ (Fig. 2.15).

**Cazul 1<H/L≤2 (Fig. 2.15b)**

În acest caz, aria expusă, respectiv adăpostită, se împarte în ariile $A_1$ (cu înălțimea L) și aria $A_2$ (cu înățimea de $\Delta h = H - L$), fiecare cu lățimea L.
Înălțimile de referință sunt $z_{e1}$=L pentru aria $A_1$, respectiv $z_{e2}$=H pentru aria $A_2$.




a. b. c. d.

Fig. 2.15 Zone pe suprafața expusă, respectiv adăpostită, pentru determinarea presiunii și sucțiunii vântului
a- H/L≤1 b - 1<H/L≤2 c - H/L>2,
d- presiunea și sucțiunea pentru cazurile a,b,c.

**Cazul H/L>2 (Fig. 2.15c)**

Suprafața expusă, respectiv adăpostită, se împarte în zone cu lățimea L și înălțimile h=L pentru $A_1$ și $A_n$ (în cazul de față $A_n$=$A_4$). Porțiunea $\Delta H$ dintre ariile $A_1$ și $A_n$ se împarte în arii având înălțimile ≤L( $A_1$ și $A_3$ în cazul de față). Înălțimile de referință se determină pentru fiecare arie, astfel:

- pentru A1: $z_{e1}$=L;
- pentru A2: $z_{e2} = z_{e1} + \frac{\Delta h}{2}$
- pentru A3: $z_{e3} = z_{e2} + \frac{\Delta h}{2}$
- pentru A4: $z_{e4} = z_{e3} + L = H$

Numărul de arii diferă în funcție de raportul H/L.

În funcție de înălțimile de referință se stabilesc coeficienții $C_e$ pentru fiecare arie (zonă) și se determină presiunea/sucțiunea, care cresc o dată cu creșterea lui $C_e$, fiind însă constante pentru ariile stabilite.

În figura 2.16 se prezintă presiunile (pe suprafața expusă) și sucțiunile (pe suprafața adăpostită) pentru o clădire etajată.

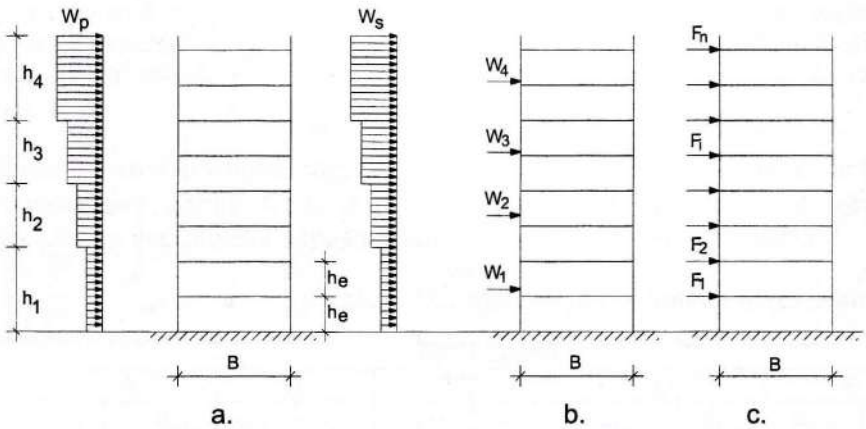



Fig. 2.16 Acțiuni unitare pe suprafețele expusă ($W_p$) și adăpostită ($W_s$)
a- presiuni ($W_p$) și sucțiuni ($W_s$) unitare, b- rezultantele de pe ariile $A_1$, $A_2$, $A_3$, $A_4$, c- rezultantele în dreptul planșeelor.

Pentru $\theta = 90°$ (vânt pe direcția longitudinală), ariile $A_1$, $A_2$...$A_n$ sunt pe frontoanele clădirii și se stabilesc în funcție de raportul B/H, unde B este lățimea clădirii.

Acțiunile locale, respectiv presiunea și sucțiunea pot fi utilizate pentru verificări locale ale pereților, care sunt acționați perpendicular pe planul lor, sau pentru a stabili rezultanta totală din vânt sau încărcări concentrate de nivel, în dreptul planșeelor.

În cazul în care se determină rezultanta pe întreaga clădire, în prealabil se determină rezutantele de pe ariile $A_1$, $A_2$,...$A_n$. Întrucât au același sens, presiunea și sucțiunea se însumează în moduli. Dacă vântul acționează pe direcția transversală a clădirii ( $\theta = 0$ sau $180°$ ), rezultantele $w_i$ de pe aria curentă $A_i$ sunt:

$$w_i = L \cdot h_i (|wp| + |w_s|) \qquad (2.48)$$

Unde L este lungimea clădirii, $h_i$ este înălțimea ariei curente $A_i$.

Se menționează că rezultantele $w_i$ date de (2.48) acționează în centrele de greutate ale ariilor $A_i$. Prin însumarea valorilor $w_i$ obținem acțiunii din vânt pe întreaga clădire, care cuprinde atât presiunea de pe fațada expusă, cât și sucțiunea de pe fațada adăpostită.

Se constată că acțiunea vântului pe întreaga clădire are tendința de răsturnare a clădirii (Fig. 2.17). La baza clădirii avem o forță de frecare ($V_0$) și un moment de răsturnare ($M_0$) cu valorile:

$$V_0 = W \qquad (2.49a)$$

$$M_0 = W \cdot z \qquad (2.49b)$$

unde W este rezultanta totală a vântului pe clădire. $N_0$, din figură este rezultanta încărcărilor gravitaționale.

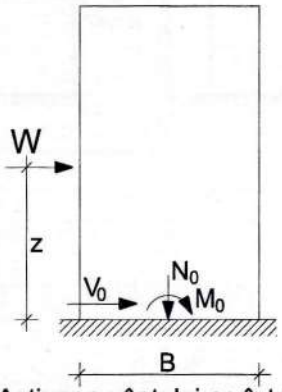



Fig. 2.17 Acțiunea vântului pe întreaga clădire

În calculul clădirilor la acțiuni orizontale, de obicei se lucrează cu încărcări concentrate ($F_i$) în dreptul planșeelor (Fig. 2.17c). Încărcarea de nivel ($F_i$) este rezultanta presiunilor și sucțiunilor de pe ariile aferente planșeului, care sunt fâșii orizontale cu lățimea egală cu suma jumătăților de înălțime ale nivelelor adiacente și lungimea egală cu lungimea clădirii ( pentru $\theta = 0$ sau $180°$ ), respectiv cu lățimea clădirii (pentru $\theta = 90°$ ).

În cazul clădirilor cu pereți structurali din zidărie, care au maxim 5 niveluri, variația încărcării din vânt pe înălțimea clădirii este mică, astfel că, în mod simplificat încărcarea de nivel rezultă împărțind rezultanta din vânt la numărul de niveluri, dacă înălțimea nivelurilor este constantă.

**Acoperișuri cu o pantă**

În general, acoperișurile care se calculează la acțiunea vântului sunt acoperișurile cu șarpantă. În cazul acoperișurilor cu o pantă, se consideră succesiv trei direcții distincte ale vântului:

- $\theta = 0°$ , când panta acoperișului este expusă (Fig. 2.18a și c);
- $\theta = 180°$, când panta acoperișului este adăpostită (Fig. 2.18b și c);
- $\theta = 90°$, când vântul acționează paralel cu suprafața acoperișului, pe direcția longitudinală (Fig. 2.18d).

Presiunile și sucțiunile se calculează cu relația (2.44), unde $C_e(z) = C_e(H)$, iar coeficienții $C_p$ se dau pe zone distincte ale acoperișului *în funcție de direcția* vântului și panta acoperișului (Fig. 2.18).

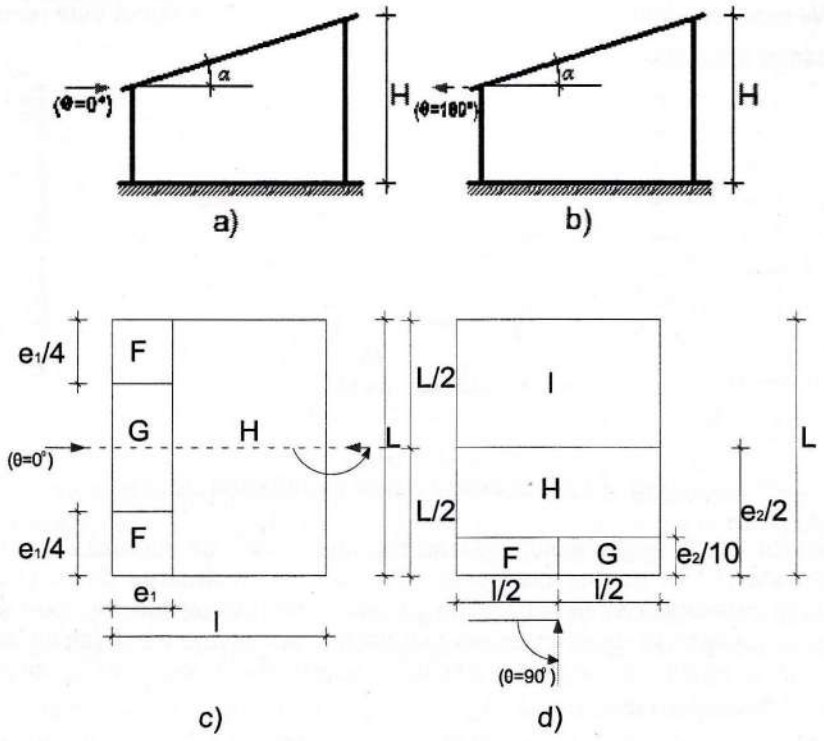



Fig. 2.18 Direcții de acțiune a vântului la acoperișuri
cu o singură pantă a,b- vedere laterală, c- zonele pentru $\theta = 0°$ și $180°$,
d- zonele pentru $\theta = 90°$

Valorile $e_1$ și $e_2$ care apar în figura 2.18 se determină astfel:

- $e_1$=L sau 2H (valoarea minimă)- pentru $\theta = 0°$ și $\theta = 180°$;
- $e_2$=B sau 2H (valoarea minimă)- pentru $\theta = 90°$

La stabilirea valorii lui $e_1$ sau $e_2$, se compară 2H cu dimensiunea în plan orizontal a clădirii perpendiculară pe direcția vântului.

În tabelul 2.8 se dau valorile $c_p$ (care sunt $c_{pe}$, pe suprafețe exterioare) în funcție de unghiul $\alpha$, direcția vântului și zona de acoperiș. $c_{pe,1}$ este valoarea pentru o suprafața de 1 $m^2$, iar $c_{pe,10}$ este valoarea pentru o suprafață de acoperiș mai mare sau egală cu 10 $m^2$. Se constată că există presiuni numai pe suprafețele expuse vântului, pentru valori $\alpha$ mai mari de 15 °.
În practică presiunea vântului este importantă pentru calculul șarpantei, iar sucțiunea pentru calculul învelitorii la smulgere.
Zonele de acoperiș pentru $\theta = 0°$ și $\theta = 180°$ rămân aceleași, în schimb coeficienții $C_p$ diferă.

*Tab. 2.8 Valorile $c_p$ la acoperișuri cu o singură pantă*

| Direcția vântului | Panta α (grade) | Zona de acoperiș | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | F | | G | | H | | I | |
| | | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| Cazul a) θ=0° | 5 | -1,7 | -2,5 | -1,2 | -2,0 | -0,6 | -1,2 | - | - |
| | 15 | -0,9 | -2,0 | -0,8 | -1,5 | -0,3 | | | |
| | | +0,2 | | +0,2 | | +0,2 | | | |
| | 30 | -0,5 | -1,5 | -0,5 | -1,5 | -0,2 | | | |
| | | +0,7 | | +0,7 | | +0,4 | | | |
| | 45 | +0,7 | | +0,7 | | +0,6 | | | |
| | 60 | +0,7 | | +0,7 | | +0,7 | | | |
| | 75 | +0,8 | | +0,8 | | +0,8 | | | |
| Cazul b.) θ=180° | 5 | -2,3 | -2,5 | -1,3 | -2,0 | -0,8 | -1,2 | - | - |
| | 15 | -2,5 | -2,8 | -1,3 | -2,0 | -0,9 | -1,2 | | |
| | 30 | -1,1 | -2,3 | -0,8 | -1,5 | -0,8 | | | |
| | 45 | -0,6 | -1,3 | -0,5 | | -0,7 | | | |
| | 60 | -0,5 | -1,0 | -0,5 | | -0,7 | | | |
| | 75 | -0,5 | -1,0 | -0,5 | | -0,7 | | | |
| Cazul c.) θ=90° | 5 | -1,6 | -2,2 | -1,8 | -2,0 | -0,6 | -1,2 | -0,5 | |
| | 15 | -1,3 | -2,0 | -1,9 | -2,5 | -0,8 | -1,2 | -0,7 | -1,2 |
| | 30 | -1,2 | -2,0 | -1,5 | -2,0 | -1,0 | -1,3 | -0,8 | -1,2 |
| | 45 | -1,2 | -2,0 | -1,4 | -2,0 | -1,0 | -1,3 | -0,9 | -1,2 |
| | 60 | -1,2 | -2,0 | -1,2 | -2,0 | -1,0 | -1,3 | -0,7 | -1,2 |
| | 75 | -1,2 | -2,0 | -1,2 | -2,0 | -1,0 | -1,3 | -0,5 | |

**Acoperișuri cu două pante**

În cazul acoperișurilor cu două pante unghiul de pantă poate fi pozitiv sau negativ (Fig. 2.19).

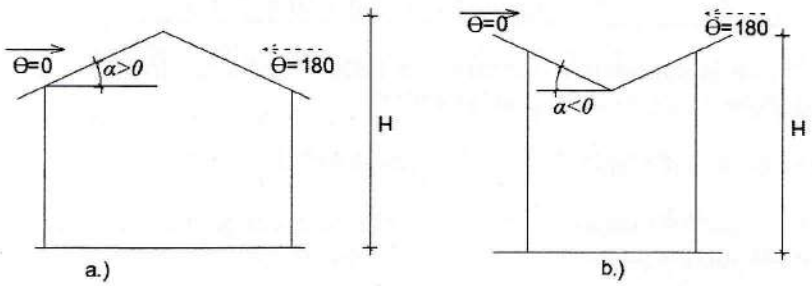



Fig. 2.19 Unghiul de pantă pozitiv (α>0) și negativ (α<0)

Ca și în cazul acoperișurilor cu o pantă, vântul se consideră pe trei direcții distincte:

- perpendicular pe direcția longitudinală cu sensul stânga-dreapta ($\theta = 0°$) și dreapta-stânga ($\theta = 180°$)(Fig. 2.20a);
- paralel cu direcția longitudinală ($\theta = 90°$) (Fig. 2.20b)

Înălțimea de referință se consideră H. Coeficienții de presiune, în funcție de direcția vântului, unghiul $\alpha$ și zona de acoperiș se dau în tabelul 2.9, cu precizarea că pentru $\theta = 180°$ zonele F,G, și H vor fi pe partea expusă, iar J și I pe panta adăpostită.

*Tab. 2.9 Valorile coeficienților $c_{pe}$ pentru acoperișuri cu două pante*

| Direcția vântului | Panta α (grade) | Zona de acoperiș | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | F | | G | | H | | I | | J | |
| | | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | |
| Cazul a.) θ=0° | -45 | -0,6 | | -0,6 | | -0,8 | | -0,7 | | -1,0 | |
| | -30 | -1,1 | -2,0 | -0,8 | -1,5 | -0,8 | | -0,6 | | -0,8 | |
| | -15 | -2,5 | -2,8 | -1,3 | -2,0 | -0,9 | -1,2 | -0,5 | | -0,7 | |
| | -5 | -2,3 | -2,5 | -1,2 | -2,0 | -0,8 | -1,2 | -0,3 | | -0,3 | |
| | 5 | -1,7 | -2,5 | -1,2 | -2,0 | -0,6 | -1,2 | -0,3 | | -0,3 | |
| | 15 | -0,9 | -2,0 | -0,8 | -1,5 | -0,3 | | -0,4 | | -1,0 | |
| | | +0,2 | | +0,2 | | +0,2 | | | | | |
| | 30 | -0,5 | -1,5 | -0,5 | -1,5 | -0,2 | | -0,4 | | -0,5 | |
| | | +0,7 | | +0,7 | | +0,4 | | | | | |
| | 45 | +0,7 | | +0,7 | | +0,6 | | -0,2 | | -0,3 | |
| | 60 | +0,7 | | +0,7 | | +0,7 | | -0,2 | | -0,3 | |
| | 75 | +0,8 | | +0,8 | | +0,8 | | -0,2 | | -0,3 | |
| Cazul a.) θ=90° | -45 | -1,4 | -2,0 | -1,2 | -2,0 | -1,0 | -1,3 | -0,9 | -1,2 | | |
| | -30 | -1,5 | -2,1 | -1,2 | -2,0 | -1,0 | -1,3 | -0,9 | -1,2 | | |
| | -15 | -1,9 | -2,5 | -1,2 | -2,0 | -0,8 | -1,2 | -0,8 | -1,2 | | |
| | -5 | -1,8 | -2,5 | -1,2 | -2,0 | -0,7 | -1,3 | -0,6 | -1,2 | | |
| | 5 | -1,6 | -2,2 | -1,3 | -2,0 | -0,7 | -1,2 | -0,5 | | - | |
| | 15 | -1,3 | -2,0 | -1,3 | -2,0 | -0,6 | -1,2 | -0,5 | | | |
| | 30 | -1,1 | -1,5 | -1,4 | -2,0 | -0,8 | -1,2 | -0,5 | | | |
| | 45 | -1,1 | -1,5 | -1,4 | -2,0 | -0,9 | -1,2 | -0,5 | | | |
| | 60 | -1,1 | -1,5 | -1,2 | -2,0 | -0,8 | -1,0 | -0,5 | | | |
| | 75 | -1,1 | -1,5 | -1,2 | -2,0 | -0,8 | -1,0 | -0,5 | | | |

Referindu-ne la suprafețe exterioare, s-a folosit notația $c_{pe,1}$ (pentru suprafețe de 1 $m^2$), respectiv $c_{pe,10}$ (pentru suprafețe ≥10$m^2$).

Valoarea $e_1$ și $e_2$ din figura 2.20 se consideră astfel:

- $e_1$=L sau 2H (valoarea mai mică) - pentru $\theta = 0°$ și $\theta = 180°$;;
- $e_2$=B sau 2H (valoarea mai mică)- pentru $\theta = 90°$.

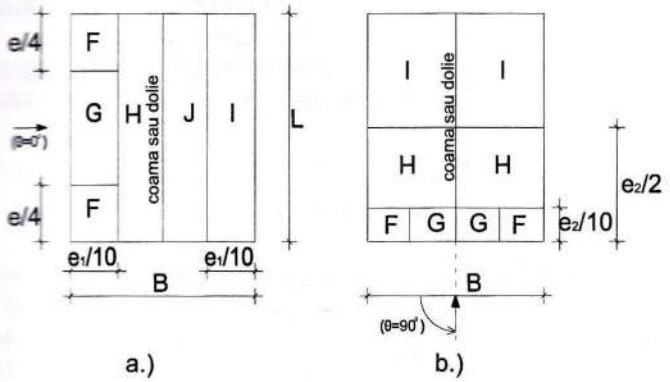



Fig. 2.20 Direcții de acțiune a vântului la acoperișuri cu două pante:
a.) $\theta = 0°$ si $\theta = 180°$; b.) $\theta = 90°$

**Acoperișuri plate ($\alpha$=-4°....+4°)- de tip terasă**

Figura 2.21 se prezintă zonele distincte ale acoperișului. Înălțimea de referință este $z_e$=H:

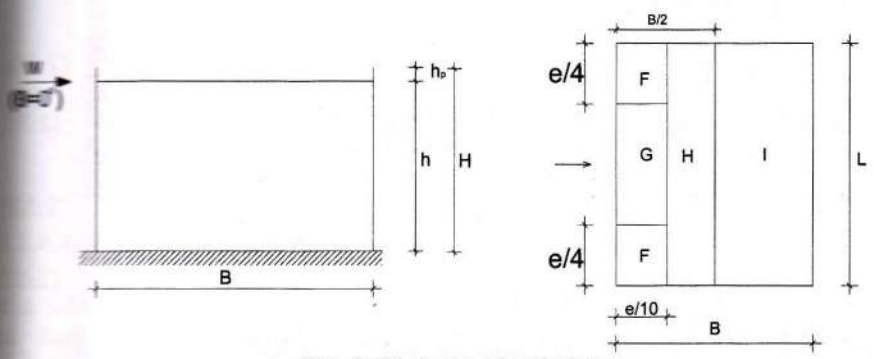



Fig. 2.21 Acoperișuri plate

În tabelul 2.10 se dau coeficienții $c_{pe,10}$ și $c_{pe,1}$ în funcție de zona de acoperiș și raportul $h_p/h$.

Pentru $\theta = 0°$ sau $180°$, valoarea lui "e" din fig. 2.21 este L sau 2H (valoarea minimă), iar pentru $\theta = 90°$ este B sau 2H (valoarea minimă).

*Tab. 2.10 Valorile $c_{pe}$ pentru acoperișuri plate*

| $h_p/h$ | Zona de acoperiș | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | F | | G | | H | | I | |
| | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ |
| 0,00 | -1,8 | -2,5 | -1,2 | -2,0 | -0,7 | -1,2 | ±0,2 | |
| 0,025 | -1,6 | -2,2 | -1,1 | -1,8 | -0,7 | -1,2 | ±0,2 | |
| 0,05 | -1,4 | -2,0 | -0,9 | -1,6 | -0,7 | -1,2 | ±0,2 | |
| 0,10 | -1,2 | -1,8 | -0,8 | -1,4 | -0,7 | -1,2 | ±0,2 | |

### 2.2.3.4.3 Forța de frecare din vânt

Forța de frecare din vânt se ia în considerare pe suprafețele paralele cu direcția vântului cu dimensiuni mari, și se calculează cu relația:

$$F_{fr} = q_{ref} \cdot C_e(z) \cdot C_{fr} \cdot A_{fr} \qquad (2.58)$$

unde:

$q_{ref}$ presiunea de referință a vântului;
$C_e(z)$ factorul de expunere;
$C_{fr}$ este coeficientul de frecare,și
$A_{fr}$ este aria orientată paralel cu direcția vântului pe care se consideră forța de frecare.

Valorile coeficientului de frecare depind de rugozitatea pereților sau a acoperișurilor, fiind date în tabelul 2.11.

*Tab. 2.11 Valorile coeficienților $C_{fr}$*

| Tipul suprafeței | $C_{fr}$ |
|---|---|
| Suprafețe netede de oțel sau beton.<br>Tencuieli netede. | 0,01 |
| Suprafețe rugoase de beton sau tencuială.<br>Acoperișuri cu țigle sau similare | 0,02 |
| Suprafețe cu nervuri | 0,04 |

### 2.2.3.4.4 Forța totală din vânt

Forța totală din vânt este rezultanta presiunilor, sucțiunilor și forțelor de frecare, însă sunt unele construcții pentru care este mai simplu evaluarea directă a rezultantei (forța globală din vânt).
Forța globală pe direcția vântului, $F_w$ pe o arie de construcție de referință orientată perpendicular pe direcția vântului ($A_{ref}$) se determină cu relația:

$$F_w = q_{ref} \cdot C_e(z) \cdot C_f \cdot C_d \cdot A_{ref} \qquad (2.59)$$

unde:

$q_{ref}$ - presiunea de referință a vântului;
$C_e(z)$- factorul de expunere la înălțimea z deasupra terenului;
$C_f$ - coeficient aerodinamic de forță;
$C_d$ - coeficient de răspuns dinamic la vânt al construcției

Coeficienții $C_f$ și $C_d$ se stabilesc în conformitate cu Codul NP-082-04 [9].
Spre deosebire de rezultanta totală a acțiunii vântului, determinată cu relația (2.49), care însumează presiunile și sucțiunile, în relația (2.59) se consideră efectele însumate (presiunea, sucțiunea, frecarea).

### 2.2.3.5 CALCULUL ÎNCĂRCĂRILOR SEISMICE

În modul fundamental de vibrație (modul I), forța tăietoare de bază ($F_b$), este forța seismică totală ce acționează o clădire sau un tronson de clădire (separat prin rosturi seismice) și se determină, în general, pentru fiecare direcție principală a clădirii (în particular pentru direcțiile transversală și longitudinală a clădirii), cu relația:

$$F_b = \gamma_I \cdot S_D \cdot m \cdot \lambda \qquad (2.60)$$

unde:

$\gamma_I$, factorul de importanță – expunere a construcției;

$S_D$ - *ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzător perioadei* fundamentale $T_1$;

$m$ – masa totală a clădirii, [kg];

$\lambda$ - factor de corecție care ține seama de contribuția modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia (face trecerea de la un sistem cu n grade de libertate dinamică la un sistem cu un singur grad de libertate), având valoarea: $\lambda = 0{,}85$ dacă $T_1 \leq T_c$ și $n_{niv} > 2$, $\lambda = 1$ în celelalte situații.

$T_c$ – perioada de colț;

$n_{niv}$ - numărul de niveluri.

**a.) Factorul de importanță expunere a construcției** $\gamma_I$

Factorul de importanță expunere a construcției, (tabelul 2.12)[13] reprezintă un coeficient parțial de siguranță pentru încărcarea seismică, valoarea dată de relația (2.60) fiind valoarea de calcul pentru încărcarea seismică. Se constată că în cazul clădirilor importante, prin valori mari pentru $\gamma_I$ se realizează o siguranță mai mare la seism.

*Tab. 2.12 Clasa de importanță pentru clădiri și coeficienții* $\gamma_I$

| Clasa de importanță | Tipuri de clădiri | $\gamma_I$ |
|---|---|---|
| I | Clădiri cu funcțiuni esențiale, a căror integritate pe durata cutremurelor este vitală pentru protecția civilă: stațiile de pompieri și sediile poliției; spitale, și alte construcții aferente serviciilor sanitare care sunt dotate cu secții de chirurgie și de urgențe; clădirile instituțiilor cu responsabilitate în gestionarea situațiilor de urgență, în apararea și securitatea națională; stațiile de producere și distribuție a energiei și/sau care asigură servicii esențiale pentru celelalte categorii de clădiri menționate aici; garajele de vehicule ale serviciilor de urgență de diferite categorii; rezervoare de apă și stații de pompare esențiale pentru situații de urgență; clădiri care conțin gaze toxice, explozivi și alte substanțe periculoase. | 1,4 |

*Tab. 2.12 Clasa de importanță pentru clădiri și coeficienții $\gamma_I$ (continuare)*

| Clasa de importanță | Tipuri de clădiri | $\gamma_I$ |
|---|---|---|
| II | Clădiri a căror rezistență seismică este importantă sub aspectul consecințelor asociate cu prăbușirea sau avarierea gravă:<br>- clădiri de locuit și publice având peste 400 persoane în aria totală expusă<br>- spitale, altele decât cele din clasa I, și instituții medicale cu o capacitate de peste 150 persoane în aria totală expusă<br>- penitenciare<br>- aziluri de batrâni, creșe<br>- școli cu diferite grade, cu o capacitate de peste 200 de persoane în aria totală expusă<br>- auditorii, săli de conferințe, de spectacole cu capacități de peste 200 de personae<br>- clădirile din patrimoniul național, muzee etc. | 1,2 |
| III | Clădiri de tip curent, care nu aparțin celorlalte categorii | 1,0 |
| IV | Clădiri de mică importanță pentru siguranța publică, cu grad redus de ocupare și/sau de mică importanță economică, construcții agricole, locuințe unifamiliale. | 0,8 |

**b.) Spectrul de răspuns seismic ($S_D$)**

Spectrul de răspuns sesimic ($S_D$), este un spectru de accelerații și se determină în funcție de perioada de vibrație fundamentală cu relația:

$$S_D = a_g \cdot \frac{\beta}{q} \qquad (2.61)$$

unde:

$a_g$ - componenta orizontală a accelerației terenului, în funcție de zona seismică;

$\beta$ - spectrul normalizat de răspuns seismic, în funcție de perioada fundamentală $T_1$ și perioada de control $T_c$ (de colț).

q- factor de comportare a structurii, care ține seama că răspunsul este inelastic (modifică răspunsul elastic în răspuns inelastic), cu valori în funcție de tipul zidăriei și regularitatea structurală. Dacă se consideră q=1, atunci obținem răspunsul seismic elastic.

Componenta orizontală a accelerației terenului ($a_g$) reprezintă o fracțiune din accelerația gravitațională ($g$):

$$a_g = k_s \cdot g \tag{2.62}$$

$$k_s = \frac{a_g}{g} \tag{2.63}$$

În țara noastră avem șapte zone seismice, cu accelerația terenului $a_g$ egală cu (0,08; 0,12; 0,16, 0,20, 0,24, 0,28 și 0,32)g.

În figura 2.25 [13] se dau valorile $a_g$ în funcție de zona seismică:

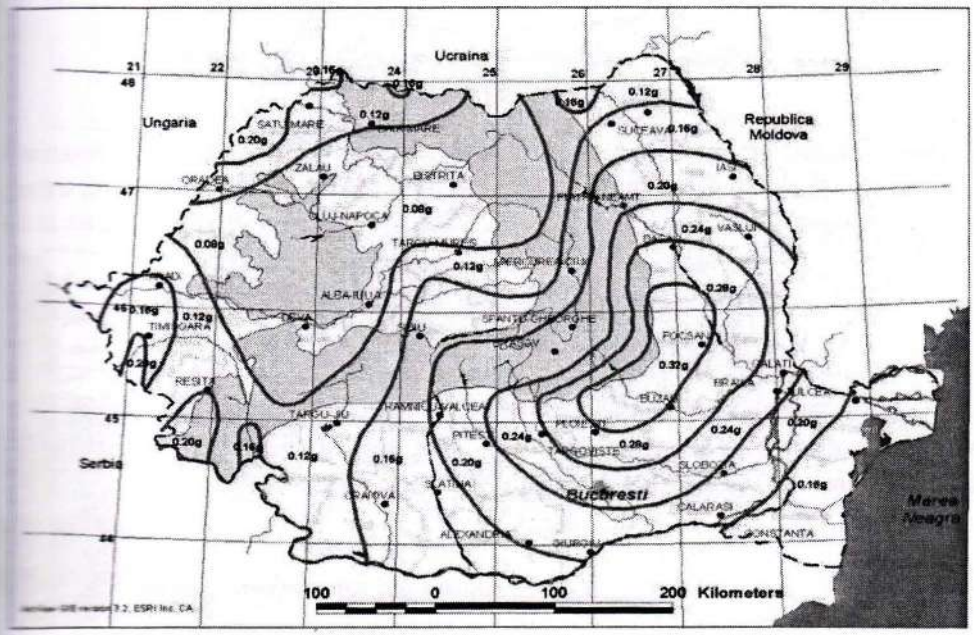



Fig. 2.25 Valorile accelerației orizontale a terenului ( $a_g$ )

Spectrul normalizat de răspuns seismic ( $\beta$ ) din (2.61) se determină cu relațiile:

$$\beta = 1 + \frac{(\beta_0 - 1)}{T_B} \cdot T_1 \qquad \text{dacă } 0 \le T_1 \le T_B \tag{2.64}$$

$$\beta = \beta_0 \qquad \text{dacă } T_B < T_1 \le T_C \tag{2.65}$$

$$\beta = \beta_0 \cdot \frac{T_C}{T_1} \qquad \text{dacă } T_C < T_1 \le T_D \tag{2.66}$$

$$\beta = \beta_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T_1^2} \qquad \text{dacă } T_1 > T_D \tag{2.67}$$

În relațiile (2.64) - (2.67) $\beta_0$ este factorul de amplificare dinamică maximă a accelerației orizontale a terenului; $T_1$ este perioada fundamentală (pentru o structură cu un singur grad de libertate dinamică și cu răspuns elastic), iar $T_B$, $T_C$, $T_D$ sunt perioade de control (de colț).
Valoarea perioadei de colț $T_C$ se dă în figura 2.26 [13] în funcție de zonarea teritoriului României, iar pentru $T_B$ și $T_D$ se dau în tabelul 2.13 [13].

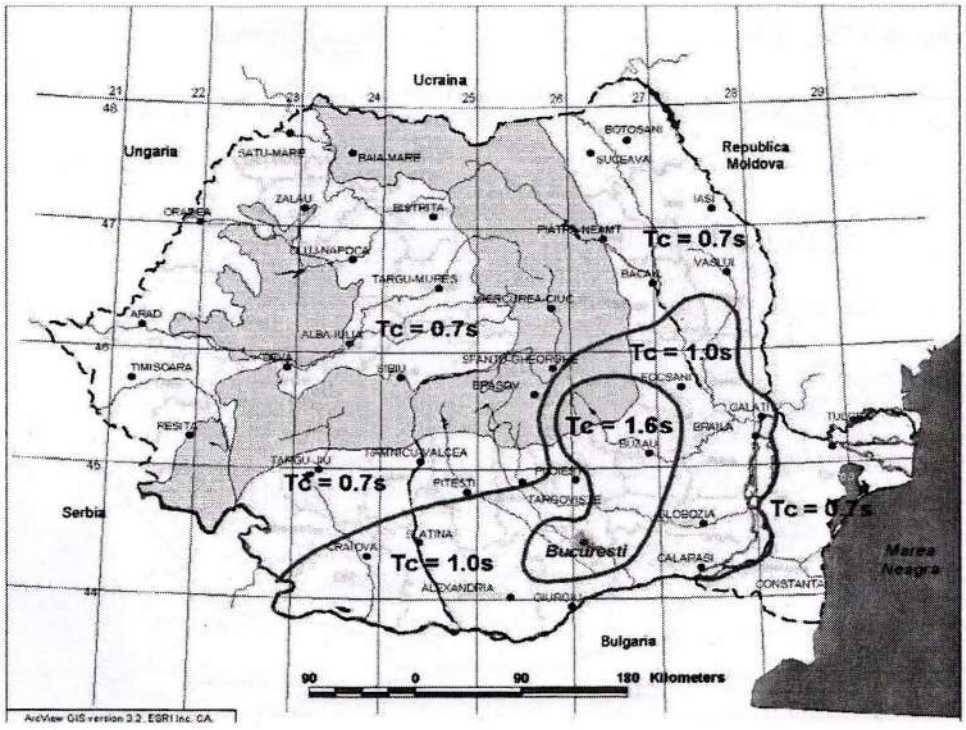



Fig. 2.26 Valorile perioadei de colț, $T_C$

*Tab. 2.13 Perioadele de control (de colț) $T_B$, $T_C$ și $T_D$ (secunde)*

| Interval mediu de recurență a magnitudinii cutremurului | $T_B$ | $T_C$ | $T_D$ |
|---|---|---|---|
| IMR =100 ani pentru starea limită ultimă | 0,07 | 0,7 | 3 |
| | 0,10 | 1,0 | 3 |
| | 0,16 | 1,6 | 2 |

Factorul de amplificare maximă a accelerației orizontale a terenului ($\beta_0$) are valoarea maximă 2,75, iar în zona Banatului 3,00.

În figura 2.27 se prezintă alura spectrului normalizat de răspuns seismic, de unde rezultă că valoarea maximă ($\beta_0$) este cuprinsă între perioadele de control $T_B$ și $T_C$.

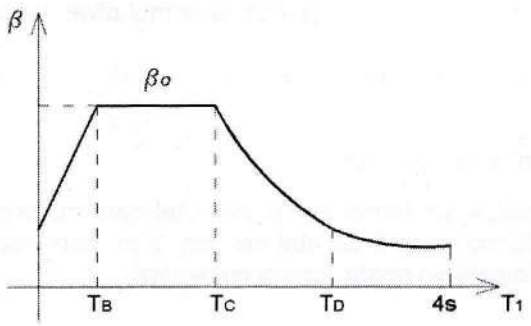



Fig. 2.27 Alura spectrului normalizat de răspuns seismic

Perioada fundamentală ($T_1$) poate fi determinată cu formule simplificate, în general pentru proiectarea preliminară a clădirilor. Astfel, pentru înălțimi ale clădirii până la 40 m se poate utiliza relația:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \tag{2.68}$$

unde:

$C_t$ - este un coeficient în funcție de tipul structurii, iar

H- înălțimea clădirii în metri, măsurată de la nivelul de încastrare, care poate fi la extremitatea superioară a infrastructurii (cota ±0.00) sau la nivelul fundației.

Valorile coeficientului $C_t$ se vor lua astfel:

$C_t = 0{,}085$ pentru cadre spațiale din oțel;

$C_t = 0{,}075$ pentru cadre spațiale din beton amat sau din oțel cu contravântuiri excentrice;

$C_t = 0{,}05$ pentru clădiri cu pereți structurali din zidărie sau beton și pentru alte tipuri de clădiri.

Alternativ pentru clădiri cu pereți structurali din beton armat sau din zidărie, coeficientul $C_t$ mai poate fi determinat cu relația:

$$C_t = \frac{0{,}075}{\sqrt{A_c}} \tag{2.69}$$

$$A_c = \sqrt{A_j \left[ 0{,}2 + \left( \frac{l_{wj}}{H} \right)^2 \right]} \tag{2.70}$$

unde:

$A_c$ este aria totală de calcul, [$m^2$] a pereților de la primul nivel al clădirii;

$A_j$ aria peretelui curent j;

$l_{wj}$, lungimea peretelui curent j, [m] de la primul nivel, pe direcția paralelă cu forța seismică, iar
$H$ este înălțimea clădirii, [m].

Se va respecta condiția ca $\frac{l_{wj}}{H} < 0{,}9$.

Pentru structuri în cadre din beton armat sau oțel care nu depășesc 12 etaje în înălțime și au o înălțime minimă de etaj de cca. 3 m, perioada fundamentală pe orice direcție pe orizontală se poate estima cu relația:

$$T_1 = 0{,}1 \cdot n_{niv} \tag{2.71}$$

unde, $n_{niv}$ este numărul de niveluri.

Factorul de comportare al structurii ($q$) la acțiuni orizontale se determină cu relația:

$$q = q_0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \tag{2.72}$$

Factorul de referință $q_0$, depinde de tipul zidăriei și grupa de regularitate structurală, cu valori prezentate în tabelul 2.14 [13].

*Tab. 2.14 Valorile factorului de referință ($q_0$)*

| Regularitatea structurală | | Factorul de comportare, $q_0$ | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| în plan | în elevație | ZNA, ZNA+AR | ZC | ZC+AR | ZIA |
| DA | DA | 2,00 | 2,50 | 3,00 | 3,50 |
| NU | DA | 2,00 | 2,50 | 3,00 | 3,50 |
| DA | NU | 1,75 | 2,00 | 2,50 | 3,00 |
| NU | NU | 1,50 | 1,75 | 2,00 | 2,50 |

Raportul $\alpha_u / \alpha_1$ introduce influența unora dintre factorii cărora li se datorează suprarezistența structurii, în special redundanței construcției.
Raportul $\alpha_u / \alpha_1$ se poate determina din calcul static neliniar, ca valoare a raportului dintre forța laterală capabilă a structurii (atinsă când s-au format un număr suficient de articulații plastice care să aducă structura în pragul situației de mecanism cinematic) și forța laterală corespunzătoare atingerii capacității de rezistență într-un singur element (apariția primei articulații plastice, care trebuie să fie într-o riglă sau buiandrug) (Fig. 2.28).
Criteriile pentru realizarea regularității structurale ale unei clădiri sunt precizate la Cap. 3, paragraful 3.1.1.

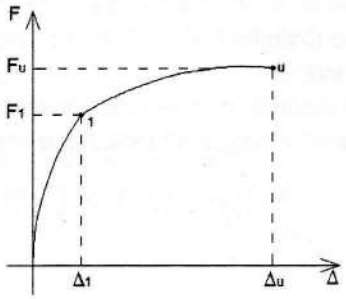



Fig. 2.28 Relația F-Δ
1- apariția primei articulații plastice;
2- u- stadiul ultim

Pentru clădiri cu $n_{niv} \geq 2$, valorile $\alpha_u / \alpha_1$ sunt următoarele:

a.) Pentru structuri cu pereți din elemente de zidărie din grupele 1 și 2:
- pentru zidărie simplă (ZNA, ZNA+AR): $\alpha_u / \alpha_1 = 1{,}10$;
- pentru zidărie armată (ZC, AC+AR, ZIA): $\alpha_u / \alpha_1 = 1{,}25$;

b.) Pentru structuri cu pereți din elemente de zidărie din grupa 2S:
- pentru orice tip de zidărie $\alpha_u / \alpha_1 = 1{,}00$;

Pentru structuri cu un singur nivel, factorul $q$ se reduce cu 15%.
În cazul pereților din ZC+AR, trebuie să se respecte cerințele minime (prevederile constructive).
Ținând cont de relația (2.60), relația (2.61) devine:

$$F_b = \gamma_1 \cdot a_g \cdot \frac{\beta}{q} \cdot m \cdot \lambda \qquad (2.73)$$

Întrucât $a_g = k_s \cdot g$ și m=G/g , rezultă:

$$F_b = \gamma_1 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \frac{\beta}{q} \cdot G \cdot \lambda = \gamma_1 \cdot k_s \cdot \frac{\beta}{q} \cdot G \cdot \lambda \qquad (2.74)$$

unde:

G este greutatea totală a clădirii;

în relația (2.74) forța seismică se măsoară în aceeași unitate ca și greutatea clădirii (de ex: în kN).

Dacă se notează $\gamma_1 = \alpha$, $\frac{1}{q} = \Psi$ și $\lambda = \varepsilon$ rezultă relația utilizată în Normativul P100-92 [16] abrogat:

$$F_b = \alpha \cdot k_s \cdot \beta \cdot G \cdot \Psi \cdot \varepsilon \qquad (2.75)$$

În relația (2.75) $\Psi$ este coeficientul de amortizare.

Este util sa avem în vedere și relația (2.75), întrucât în literatura tehnică de specialitate aparută înaintea Codului P100-2006, se utilizează relația (2.75).
În cazul clădirilor cu proeminențe la ultimul nivel (case de trolii, coșuri de fum, etc.) care nu reprezintă un nivel distinct, acestea se consideră construcții independente și încărcarea seismică ce le acționează ($F_p$) se determină cu relația:

$$F_p = 2 \cdot F_b \cdot \frac{m_p}{m} = 2F_b \cdot \frac{G_p}{G} \tag{2.76}$$

unde:

$F_b$- este forța seismică totală ce acționează întreaga clădire,
$m_p$, $G_p$- masa respectiv greutatea proeminenței;
$m$, $G$- masa respectiv greutatea totală a clădirii, inclusiv proeminența.

# 3. PROIECTAREA PRELIMINARĂ A CLĂDIRILOR CU PEREȚI STRUCTURALI DIN ZIDĂRIE

## 3.1 PROIECTAREA PRELIMINARĂ A SUPRASTRUCTURII

Forma în plan, volumetria clădirii și distribuția spațiilor sau amplasarea pereților structurali trebuie să fie realizate astfel încât răspunsul seismic al clădirii să fie favorabil și să poată fi determinat prin calcul, cu suficientă exactitate, folosind modele și metode curente (simplificate). Cu alte cuvinte, proiectarea preliminară a suprastructurii (și a infrastructurii) reprezintă respectarea unor reguli constructive prin care trebuie realizată conformarea structurii.

### 3.1.1 Alcătuirea clădirii în plan și în elevație

*În vederea aprecierii modului de alcătuire a structurii, clădirile din zidărie pot fi:*

- cu regularitate structurală în plan;
- cu regularitate structurală în elevație.

Clădirile din zidărie sunt considerate cu regularitate structurală în plan dacă:

a.) Forma în plan satisface următoarele criterii:

- este aproximativ simetrică în raport cu două direcții ortogonale;
- este compactă, cu un număr cât mai redus de colțuri intrânde și contur regulat;
- eventualele retrageri/proeminențe în raport cu conturul curent al planșeului nu depășesc, fiecare, 10% din aria planșeului sau 1/5 din dimensiunea laturii (valoarea maximă) (Fig. 3.1).

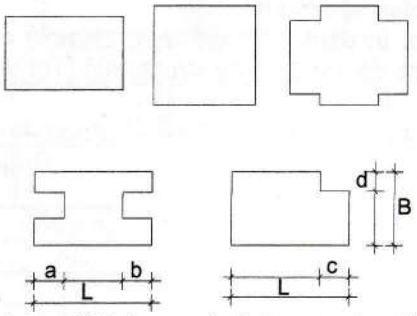



Fig. 3.1 Condiții de regularitate structurală în plan
a+b≤L/4; c≤L/5; d≤B/5.

UNIVERSITATEA TEHNICĂ
BIBLIOTECA
CLUJ-NAPOCA

b.) Distribuția în plan a pereților structurali nu conduce la disimetrii importante ale rigidității laterale, ale capacităților de rezistență sau a încărcărilor permanente, în raport cu cele două direcții principale.
c.) Rigiditatea planșeelor în plan orizontal este suficient de mare încât să fie asigurată egalitatea deplasărilor laterale ale pereților structurali sub efectul încărcărilor orizontale;
d.) La parter, pe fiecare direcție principală, distanța dintre CM (centrul maselor) și CR (centrul de rigiditate) nu depășește 0,1 din lungimea, respectiv lățimea clădirii.

Clădirile din zidărie sunt considerate cu regularitate structurală în elevație dacă:
a.) Înălțimile nivelurilor adiacente sunt egale sau variază cu cel mult 20%.
b.) Pereții structurali au în plan, aceleași dimensiuni la toate nivelurile supraterane sau prezintă variații care se încadrează în următoarele limite:
- reducerea lungimii unui perete față de nivelul inferior nu depășește 20%;
- reducerea ariilor nete totale la nivelurile superioare pentru clădiri cu $n_{niv} \geq 3$, nu depășește 20% din aria zidăriei de la parter.

c.) Clădirea nu are niveluri „slabe" (Fig. 3.2).

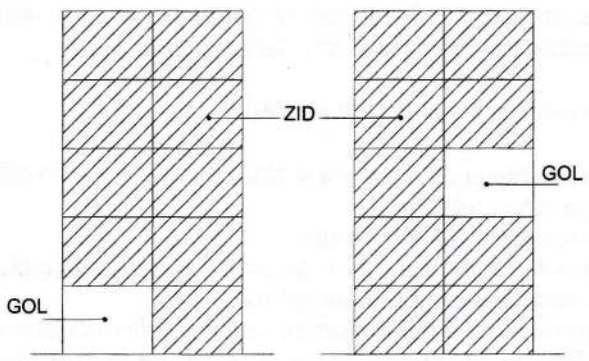



Fig. 3.2 Clădiri cu niveluri „slabe"

Clădirile care nu satisfac aceste condiții sunt considerate fără regularitate structurală, după caz, în plan sau în elevație.
În funcție de regularitatea în plan și în elevație, clădirile cu pereți structurali din zidărie se clasifică în grupe de regularitate structurală (Tabelul 3.1).

*Tab. 3.1 Clasificarea clădirilor din zidărie în grupe de regularitate structurală*

| Grupe de regularitate a clădirii | | Regularitate | |
|---|---|---|---|
| | | În plan | În elevație |
| 1 | Cu regularitate | DA | DA |
| 2 | | NU | DA |
| 3 | Fără regularitate | DA | NU |
| 4 | | NU | NU |

## .2 Separarea clădirii în tronsoane

sturile de separație între clădiri/tronsoane de zidărie se clasifică în funcție de ul în structură, astfel:

- rosturi complete, care traversează atât suprastructura, cât și infrastructura (rosturile de tasare);
- rosturi parțiale, care sunt realizate doar în suprastructura clădirilor (rosturi de contracție-dilatare și rosturi seismice).

sturile de tasare au rolul de a limita eforturile din structură datorate uniformității terenului de fundare.

sturile seismice, au rolul de a elimina sau diminua efectele negative ale torsiunii ansamblu. În cazul clădirilor cu lungime deosebit de mare, rosturile seismice vor ealizate atât în suprastructura cât și în infrastructura clădirii. Rosturile de ntracție-dilatare au rolul de a limita eforturile rezultate în urma variațiilor de nperatură.

parea clădirii în tronsoane, prin rosturi de deformație, este necesară dacă:

- lungimea clădirii depășește 50 m în cazul clădirilor amplasate pe terenuri normale de fundare. Pentru clădiri amplasate pe terenuri dificile de fundare, lungimea maximă a tronsoanelor se va stabili în conformitate cu reglementările specifice (P7-2000 sau NP 001- 2000).
- forma în plan are neregularități care depășesc limitele din figura 3.1.

recomandă ca rapoartele dimensiunilor tronsoanelor rezultate prin gmentarea clădirilor prin rosturi să se încadreze în limitele:

- lungime/lățime ≤4;
- înălțime/lățime ≤1,5.

sturile dintre tronsoane se vor realiza prin dublarea pereților structurali, vor fi ne și vor separa complet atât elementele structurale cât și elementele tructurale (Fig. 3.3).

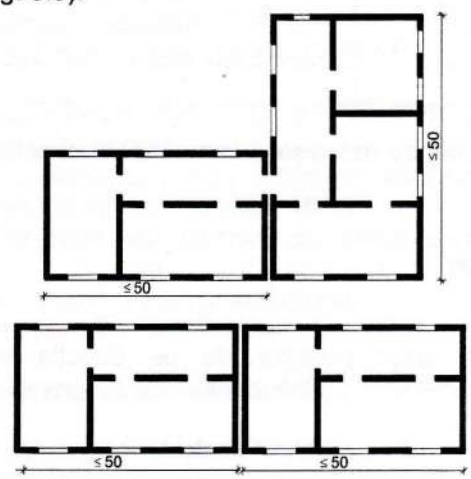



Fig. 3.3 Separarea clădirii în tronsoane

ucât un rost de tasare este în același timp și rost seismic și de dilatație – ntracție, se recomandă ca amplasarea lor să fie analizată astfel încât să rezulte mai puține rosturi.

### 3.1.3 Dimensiuni maxime în elevație

Numărul maxim de niveluri ($n_{niv}$) peste secțiunea de încastrare se limitează în funcție de o serie de factori, cum sunt:

- accelerația seismică de proiectare ($a_g$);
- clasa de importanță a clădirii;
- clasa de regularitate structurală;
- tipul zidăriei (ZNA, ZC, ZC+AR, ZIA);
- densitatea pereților structurali;
- tipul și grupa elementelor pentru zidării.

Numărul maxim de niveluri în funcție de tipul zidăriei, grupa elementului de zidărie, zona seismică și densitatea pereților structurali (p%), este prezentat în tabelul 3.2.

*Tabelul 3.2 Numărul maxim de niveluri în funcție de $a_g$ și densitatea pereților*

| Tipul zidăriei | Grupa elementelor de zidărie | $n_{niv}$ | $p_{min}$ (%) în funcție de $a_g/g$ | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 0.08 | 0.12 | 0.16 | 0.20 | 0.24 | 0.28 | 0.32 |
| ZNA | 1 și 2 | 1 | 4 | 4 | | 5 | 6 | | |
| | | 2 | 4 | 6 | | - | - | | |
| | | 3 | 5 | - | | - | - | | |
| ZC ZC+AR ZIA | 1 și 2 | 1 | 3 | | 4 | | 4 | 4 | |
| | | 2 | 3 | | 4 | | 5 | 6 | |
| | | 3 | 4 | | 5 | | 6 | - | |
| | | 4 | 4 | | 6 | | - | - | |
| | | 5 | 5 | | - | | - | - | |
| ZC ZC+AR ZIA | 2S | 1 | 4 | 5 | | 6 | | 7 | |
| | | 2 | | | | | | - | |
| | | 3 | | | | - | | - | |
| | | 4 | | - | | - | | - | |

Densitatea pereților structurali se definește pentru fiecare direcție principală și se calculează cu relația:

$$p\% = \frac{\sum A_{z,net}}{S_{niv}} \cdot 100 \qquad (3.1)$$

unde:

$\sum A_{z,net}$ este suma arilor pereților de pe direcția transversală sau longitudinală (aria plinurilor, fără conlucrări cu pereții de pe cealaltă direcție), iar

$S_{niv}$ este aria planșeului de la nivelul de calcul.

Secțiunea de încastrare a suprastructurii pentru calculul la forțe orizontale și în raport cu care se stabilește numărul de niveluri se consideră astfel:

- la nivelul superior al soclurilor, la clădiri fără subsol;

- la nivelul planșeului peste subsol la clădirile cu pereți deși (sistem structural tip fagure) sau la cele cu pereți rari (sistem celular) pentru zone cu accelerația seismică de proiectare $a_g$<0.24g, și zone cu $a_g$≥0.24 g dacă s-au introdus pereți suplimentari la subsol;
- peste nivelul fundațiilor la clădiri cu pereți rari în zonele cu $a_g$≥0.24 g, dacă nu s-au introdus pereți suplimentari la subsol.

În cazul clădirilor din zidărie armată (ZC, ZC+AR, ZIA) cu mansardă, aceasta nu se include în numărul de niveluri ($n_{niv}$) dacă:

- densitatea minimă constructivă a pereților dată în tabelul 3.2 se majorează cu 1%. Densitatea minimă a pereților din tabelul 3.2, precum și majorarea acesteia, nu se referă la pereții structurali de la mansardă;
- pereții perimetrali ai mansardei, la care se prevede streașina, nu depășesc 1.25 m înălțime;
- pereții de compartimentare ai mansardei sunt de tip ușor;
- șarpanta acoperișului nu produce împingeri în pereții perimetrali pe care reazemă;
- pereții structurali de la mansardă se confinează cu stâlpișori prevăzuți în continuarea celor de la nivelurile inferioare, și centuri dispuse la partea superioară a pereților.

În cazul clădirilor cu pod sau cu acoperiș terasă, dacă peste ultimul planșeu se prevăd construcții anexe (spălătorii, uscătorii etc.), acestea se consideră ca proeminențe ale clădirii și vor fi proiectate ca atare, dacă suprafața lor nu depășește 20% din suprafața etajului curent, iar înălțimea nu depășește înălțimea nivelului curent.

În cazul pereților din ZC sau ZC+AR executați cu elemente din BCA/GBN 50 numărul maxim de niveluri este:

- $n_{niv}$=2 adică P+1 dacă $a_g$≤0.16 g;
- $n_{niv}$=1 adică numai parter dacă $a_g$≥0.24 g

Numărul maxim de niveluri, pentru ZC, ZC+AR și ZIA din tab. 3.2 poate fi depășit cu un nivel dacă:

- se folosesc elemente pentru zidării cu valoarea rezistenței standardizată, $f_b$≥10 N/mm$^2$ și mortare de clasă M≥10
- siguranța structurii este justificată prin calcul cu un procedeu static neliniar.

### 3.2 Precizări referitoare la pereții structurali

#### 3.2.1 Clasificarea pereților din zidărie

Clasificarea pereților din zidărie se realizează pe baza următoarelor criterii:

a.) **După rolul structural:**

- *pereți structurali*, care trebuie să reziste, în bune condiții, la eforturile produse de încărcări;
- *pereți nestructurali,* care preiau numai eforturi din greutatea lor proprie și unele încărcări utile, cum sunt: împingeri, greutatea unor elemente prinse de acești pereți, pe care le transmit planșeului pe care reazemă (direct pe placă

sau pe grinzi secundare). Sunt pereți de închidere și de umplutură la structuri în cadre, respectiv pereți ușori de compartimentare.

La rândul lor, pereții structurali pot fi ***pereți portanți*** și ***pereți autoportanți (de contravântuire)***. Pereții portanți preiau încărcări gravitaționale (transmise de planșee și greutatea lor proprie) și încărcări orizontale (acțiunea vântului și seismului). Pereții autoportanți nu preiau încărcări gravitaționale de la planșee. Ei preiau numai greutatea lor proprie și încărcările orizontale din vânt sau seism. Pereții structurali reazemă pe fundații și au continuitate pe verticală pe toată înălțimea clădirii. Fiecărui perete structural îi corespunde o axă modulară de trasare și poziția acestor axe rămâne neschimbată pe toată înălțimea clădirii.
În figura 3.4 se prezintă câteva exemple de clădiri cu pereți structurali portanți și autoportanți.

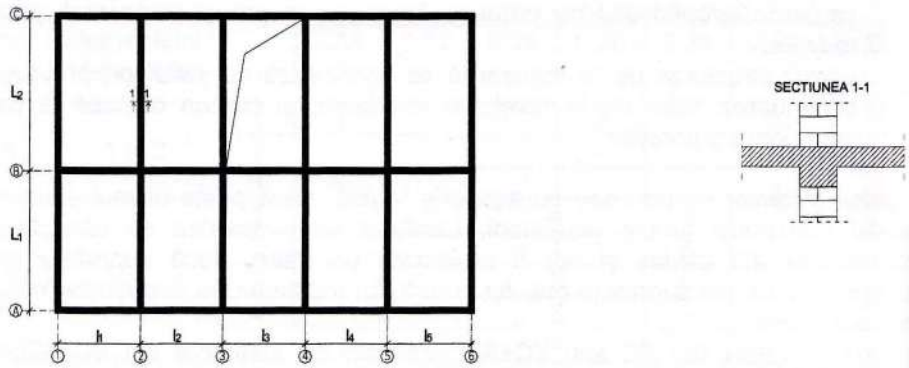



Fig. 3.4 Tipuri de clădiri cu pereți structurali:
a –cu pereți deși (sistem fagure); b- cu pereți rari (sistem celular)

ții structurali pot fi portanți sau autoportanți în funcție de tipul planșeelor și ensiunile în plan ale tramelor (panourilor de planșeu). Astfel, dacă planșeele continue pe cele două direcții (ex: planșee din beton armat monolit, panouri prefabricate sau predală cu suprabetobare) și au raportul laturilor ($L_i$, $l_i$) ins între 0,5 și 2,0 atunci pereții longitudinali si transversali sunt portanți (Fig. ). Dacă se utilizează planșeele din fâșii prefabricate reazemă pe pereții anți (pereții longitudinali), cei transversali fiind autoportați (de contravântuire) 3.4b).

ții nestructurali pot fi de închidere sau de compartimentare interioară. Ei pot ma direct pe placa planșeului dacă sunt ușori, respectiv pe rigle de cadru ul pereților de umplutură) sau pe grinzi secundare.

**upă poziția în clădire:**

pereți exteriori, care fac parte din anvelopa clădirii, separă spațiul (mediul) exterior de cel interior;
pereți interiori, care delimitează spațiul construit pe orizontală.

**upă alcătuire (vezi figura 1.6):**

pereți structurali din zidărie simplă, nearmată (ZNA);
pereți *structurali din ZNA armată în rosturile orizontale (ZNA+AR);*
*pereți structurali din zidărie confinată (ZC);*
pereți structurali din zidărie confinată și armată în rosturile orizontale (ZC+AR);
pereți structurali din zidărie cu inimă armată (ZIA).

i din zidărie nearmată sunt prevăzuți cu centuri în dreptul planșeelor iar din zidărie confinată sunt prevăzuți atât cu centuri cât și cu stâlpișori din armat. În general în zone cu seismicitate ridicată zidăria simplă numai cu ri în rosturile orizontale nu este în măsură să preia acțiunea sesmică.
din zidărie cu inimă armată sunt alcătuiți din două ziduri paralele având dintre ele umplut cu beton armat sau cu mortar-beton (grout) cu sau fără i mecanice între straturi și la care cele trei componente conlucrează pentru ea tuturor solicitărilor. Pereții de cărămidă din straturile marginale vor avea ea de minimum ½ cărămidă (min 115 mm), iar grosimea stratului median va inimum 10 cm. În prezent datorită dificultăților tehnologice de execuție cu inimă armată este neutilizată în țara noastră.
eosebire de zidăria confinată, unde armătura este amplasată local în ri, în cazul zidăriei cu inimă armată armătura este repartizată uniform în apropiindu-se ca alcătuire și comportare de cea a pereților din beton armat

armată în rosturile orizontale și întărită cu stâlpișori de beton armat la obținerea unor pereți structurali de tip diafragmă, caracterizați prin e la fisurare mari, o degradare limitată sub acțiunea încărcărilor ciclile și ca ductilitate corespunzătoare.
a pereților structurali se va stabili prin calcule, însă nu va fi mai mică de 24 ru a realiza siguranța structurală a clădirii.

Totodată, indiferent de rezultatele obținute prin calcul, raportul dintre înălțimea $h_z$ a peretelui fără centură și grosimea sa (t) trebuie să fie:

- la zidăria nearmată (ZNA): $h_z/t \leq 12$;
- la zidăria confinată și la cea cu inimă armată: $h_z/t \leq 15$.

Dispunerea în plan a pereților structurali se va face cât mai simetric în raport cu axele principale ale clădirii, pentru a evita efectele defavorabile ale torsiunii generale. Se recomandă ca pereții structurali cu rigiditatea mare să fie dispuși cât mai aproape de conturul clădirii (în special pereții transversali de la capetele clădirii).

Pereții de pe o direcție conlucrează cu pereții de pe cealaltă direcție, de exemplu, pereții longitudinali sunt reazeme pentru pereții transversali și invers.
Pentru a fi considerate reazeme laterale, pereții adiacenți de pe cealaltă direcție trebuie să fie rigidizați, adică legați prin țesere și să îndeplinească condițiile:

- lungimea să fie ≥1/5 din înălțimea etajului;
- grosimea să fie ≥1/2 din grosimea peretelui care este rigidizat;
- în cazul în care peretele are goluri, lungimea acestuia să îndeplinească condițiile din figura 3.5.

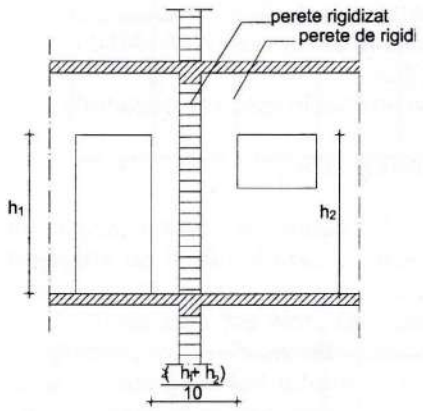



Fig. 3.5 Rigidizarea pereților structurali

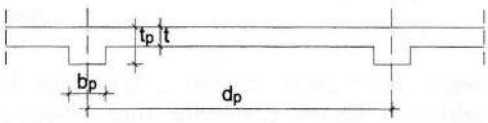



Fig. 3.6 Rigidizarea pereților cu pilaștrii

Pereții de rigidizare cu grosimea de 12 cm (1/2 cărămidă) sunt considerați inactivi la preluarea încărcării seismice.
În cazul unor pereți lungi, fără pereți structurali pe direcția opusă (în special în cazul clădirilor de tip hală), rigidizarea poate fi asigurată cu ajutorul pilaștrilor (stâlpi din zidărie) (Fig. 3.6).
Dacă grosimea pilaștrilor ($t_p$) este ≤3t și distanța interax dintre pilaștri ($d_p$) este ≤20t, unde t este grosimea peretelui rigidizat, atunci peretele rigidizat se poate considera cu grosimea echivalentă (de calcul), care se determină cu relația:

$$t_c = \rho_w t \qquad (3.2)$$

Coeficientul $\rho_w$ se dă în tabelul 3.3.

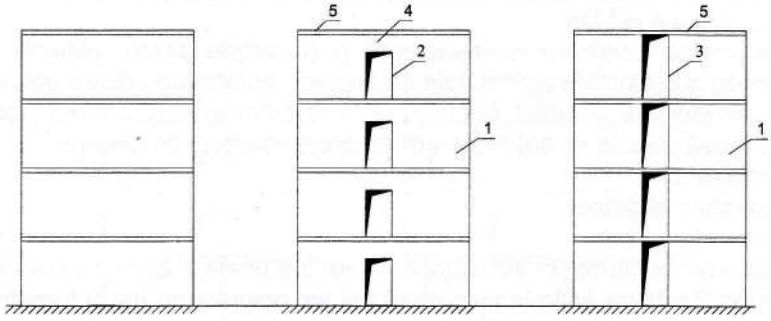
*Tab. 3.3 Coeficienții $\rho_w$*

| $d_p/b_p$ | $t_p/t$ | | |
|---|---|---|---|
| | 1 | 2 | 3 |
| 6 | 1 | 1,4 | 2.0 |
| 10 | | 1,2 | 1,4 |
| 20 | | 1,0 | 1,0 |

Dacă $t_p>3t$, respectiv $d_p>20t$, atunci în calcule trebuie să se țină seama de alcătuirea reală a peretelui.

**d.) Pereți izolați și pereti cuplați**

Pereții structurali fără goluri (plini) se numesc pereți izolați. În cazul pereților cu goluri, care se dispun, de regulă, sub formă de șiruri verticale, părțile verticale pline dintre goluri se numesc spaleți (sau montanți) (Fig. 3.7a).
Pereții cuplați sunt pereții cu cel puțin un șir vertical de goluri (uși sau ferestre) la care spaleții sunt legați între ei, la nivelul fiecărui planșeu, prin rigle de cuplare (buiandrugi) din beton armat (Fig. 3.7 b).
Dacă un perete cu cel puțin un șir vertical de goluri este fără buiandrugi, spaleții fiind legați între ei la fiecare nivel numai cu placa planșeului, atunci acel perete este constituit din pereți izolați necuplați (Fig. 3.7c). Fiecare spalet reprezintă un perete izolat.




a. b. c.

Fig. 3.7 Pereți structurali:
a.) perete plin (necuplat); b.) perete din doi spaleți cuplați;
c.) perete din doi spaleți necuplați; 1- spalet, 2-gol cu buiandrugi,
3-gol fără buiandrugi, 4-buiandrui; 5-planșeu

Pentru a realiza rolul de cuplare a spaleților, buiandrugii trebuie să fie rigizi și bine încastrați în spaleți.
În acest caz buiandrugii preiau momente încovoietoare și forță tăietoare din acțiunea încărcărilor orizontale, contribuind astfel la creșterea rezistenței și rigidității pereților cuplați.

În cazul în care spaleții sunt legați numai prin placa planșeului, aceasta reprezintă o legătură flexibilă care nu poate prelua eforturi (moment încovoietor și forță tăietoare) din acțiunea încărcărilor orizontale, asigurând doar deplasări egale ale spaleților (montanților).
Pereții plini, fără șiruri de goluri, sunt întotdeauna pereți necuplați.

**e.) Dispunerea în plan a pereților structurali:**

Dispunerea în plan a pereților structurali se va face astfel încât să fie respectate regulile de conformare structurală.
Se recomandă ca pereții structurali transversali de la capetele tronsoanelor să fie cât mai puțin slăbiți prin goluri. Totodată se recomandă ca suma ariilor nete ale pereților de pe cele două direcții principale ale clădirii să fie aproximativ egale astfel încât rigiditatea structurii de pe cele două direcții să nu difere cu mai mult de 25%.

### 3.2.2 Goluri în pereții structurali

Poziția și mărimea golurilor în pereții structurali se stabilesc pe considerente funcționale. Întrucât prezența golurilor reduce rezistența și rigiditatea pereților, este necesară respectarea unor cerințe structurale care să asigure siguranța structurii cum sunt:

- evitarea reducerii exagerate a capacității de rezistență și a rigidității unor pereți prin care se crează premizele unei comportări defavorabile la torsiunea de ansamblu a clădirii;
- realizarea unor arii nete de zidărie aproximativ egale pe cele două direcții principale ale clădirii;
- satisfacerea cerințelor de rezistență și ductilitate pentru plinurile verticale (spaleți) și orizontale (grinzi/rigle de cuplare, buiandrugi) dintre goluri.

Stabilirea dimensiunii golurilor pentru uși și ferestre și amplasarea acestora în pereții structurali trebuie să satisfacă următoarele categorii de cerințe:

- funcționale;
- de plastica fațadelor;
- structurale.

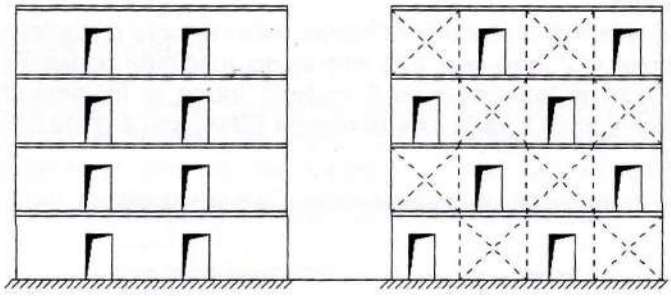
Pentru satisfacerea cerințelor structurale se vor lua unele măsuri, cum sunt:

- raportul r dintre ariile în plan orizontal ale golurilor de uși și ferestre și ariile plinurilor de zidărie, se limitează în funcție de accelerația seismică de proiectare a amplasamentului ($a_g$), numărul de niveluri ($n_{niv}$), poziția peretelui în clădire și tipul zidăriei (Tab. 3.4);
- golurile de uși și ferestre vor fi dispuse, de regulă pe aceași verticală la toate nivelurile; poate fi acceptată dispunerea lor alternantă cu respectarea unor distanțe care să permită transmiterea încărcărilor printr-un sistem de tip "grindă cu zăbrele" (Fig.3.8 );
- spaleții/ montanții (plinurile verticale dintre goluri), să aibă lungimi cât mai apropiate, sau spaleții cu dimensiuni mult diferite să fie dispuși alternativ în lungul peretelui. Această cerință este dificil de realizat în cazul blocurilor de locuințe, unde din cauza golurilor de uși din pereții transversali, rezultă montanți mici (Fig. 3.9);

- lungimea minimă ($l_{min}$) a spaleților se limitează în funcție de înălțimea golurilor adiacente ($h_{gol}$) (Tab. 3.5) sau de grosimea peretelui (t)- în cazul pereților din ZIA.

*Tab.3.4 Valori* $r_{min}$

| Tipul zidăriei | Tip perete | $n_{niv}$ | $r_{min}$ în funcție de $a_g/g$ | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 0.08 | 0.12 | 0.16 | 0.20 | 0.24 | 0.28 | 0.32 |
| ZNA | Exterior | 1 | 1,5 | 1,25 | | 1.00 | | 0.80 | |
| | | 2 | | | | - | | - | |
| | | 3 | | - | | | | | |
| ZNA+AR | Interior | 1 | 0.55 | 0.45 | | 0.35 | | 0.25 | |
| | | 2 | | | | - | | - | |
| | | 3 | | - | | | | | |
| ZC ZC+AR | Interior | 1 | | | | | | | |
| | | 2 | 0.55 | 0.45 | | 0.35 | | 0.25 | |
| | | 3 | | | | | | - | |
| | | 4 | 0.45 | 0.35 | | 0.35 | - | - | |
| | | 5 | | | | - | | | |
| | Exterior | 1 | 1.5 | 1.25 | | 1.00 | | 0.80 | |
| | | 2 | | | | | | | |
| | | 3 | | | | | | - | |
| | | 4 | 1.25 | | | 1.00 | - | - | |
| | | 5 | | | | - | | | |



a. b.

Fig.3.8 Dispunerea golurilor:
a.) sub formă de șiruri verticale; b.) alternantă

*Tabelul 3.5 Dimensiunile minime ale spaleților*

| TIP ZIDĂRIE | $a_1$ min | $a_2$ min |
|---|---|---|
| ZNA | 0,6 $h_{gol}$ ≥1,20m | 0,5 $h_{gol}$ ≥1,00m |
| ZC | 0,5 $h_{gol}$ ≥1,00m | 0,4 $h_{gol}$ ≥0,80m |
| ZIA | 3t | |

Datele din tabelul 3.5 se referă la dimensiunile minime ale spaleților pe ambele direcții.
Dimensiunile $a_1$ și $a_2$ sunt arătate în figura 3.9.

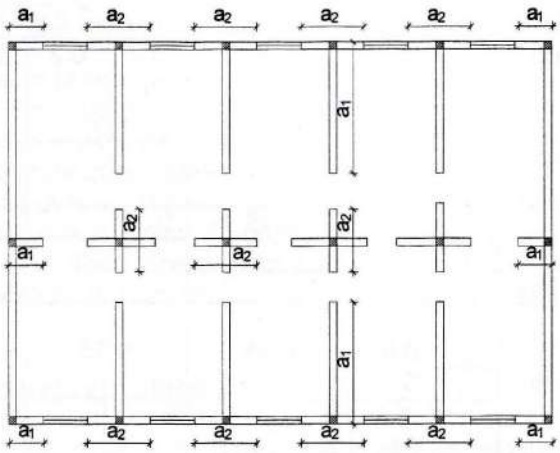



Fig. 3.9 Dimensiuni ale spaleților
$a_1$-spaleți de margine; $a_2$- spaleți intermediari.
dimensiunile elementelor pentru zidărie

Se recomandă ca dimensiunile în plan ale zidăriei nearmate (ZNA) să fie multiplu de 1/2 din lungimea elementelor de zidărie (condiție obligatorie pentru zidării cu elemente din grupa 2S), pentru a se elimina tăierea/spargerea pe șantier a elementelor de zidărie.
Dacă înălțimea de referință a rândurilor (interax între rosturile orizontale, egală cu grosimea elementului +12 mm) este ≥20 cm, atunci înălțimea porțiunii din zidărie cuprinsă între centură și buiandrug va fi multiplu întreg al înălțimii nominale a rândului ($h_r$), indiferent dacă zidăria este nearmată (ZNA) sau armată (ZC, AC+AR, ZIA) (Fig. 3.10).

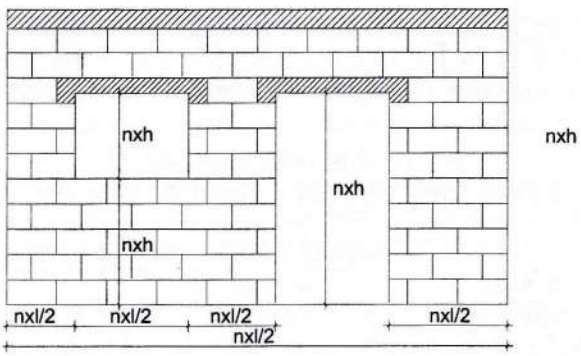



Fig. 3.10 Modularea zidăriilor în raport cu
dimensiunile elementelor pentru zidărie

### 3.2.3 Alegerea tipul de zidărie

La proiectarea clădirilor cu pereți structurali din zidărie, alegerea tipului de zidărie se face în funcție de:

- numărul de niveluri supraterane ($n_{niv}$);
- regularitatea structurală a clădirii;
- grupa elementelor pentru zidării;
- accelerația seismică de proiectare a amplasamentului, ($a_g$).

#### 3.2.3.1 Zidăria nearmată (ZNA) și ZNA+AR

Zidăria simplă este un material neductil, casant, cu rezistențe moderate la compresiune și mici la întindere și forfecare. De aceea utilizarea lor la proiectarea structurilor este limitată. Totuși, structurile din zidărie nearmată (ZNA) cu elemente ceramice din grupele 1, 2 și 2S pot fi utilizate dacă se îndeplinesc următoarele condiții:

- clădirea se încadrează în grupa 1 de regularitate structurală (tabelul 3.1);
- clădirea se încadrează în clasele de importanță III sau IV;
- sistemul constructiv este de tip fagure (cu pereți deși);
- înălțimea nivelului $h_{et} \leq 3{,}00$m;
- numărul maxim de niveluri este limitat, în conformitate cu valorile date în tabelul 3.2.

#### 3.2.3.2 Zidăria armată (ZC, ZC+AR, ZIA)

Zidăria armată se poate utiliza, cu condiția limitării numărului de niveluri, în conformitate cu valorile din tabelul 3.2.

**a.) Dispunerea centurilor**

Centurile din beton armat monolit se dispun la nivelul planșeelor pe toți pereții structurali, atât la zidăria nearmată (ZNA) cât și la zidăria armată (ZNA, ZC, ZC+AR, și ZIA), sau între planșee la clădiri cu pereți rari sau de tip sală/hală.
Centurile sunt continue pe toți pereții structurali, formând o rețea de contururi închise.

*Centurile* pot fi intrerupte:

- în dreptul casei scării (planșeu curent), dacă există stâpișori din b.a. la ambele margini ale golului și o centură–buiandrug la podestul intermediar care să facă legătura între cei doi stâlpișori;
- în dreptul lucarnelor (la mansarde), dacă există stâlpișori din b.a la ambele margini ale golului, prevăzuți cu armături longitudinale ancorate corespunzător în centura planșeului de la nivelul inferior.

Pentru asigurarea condițiilor de confort termic, centurile existente în cazul pereților exteriori trebuie prevăzute la exterior cu un strat de termoizolație suplimentar (Fig. 3.11).

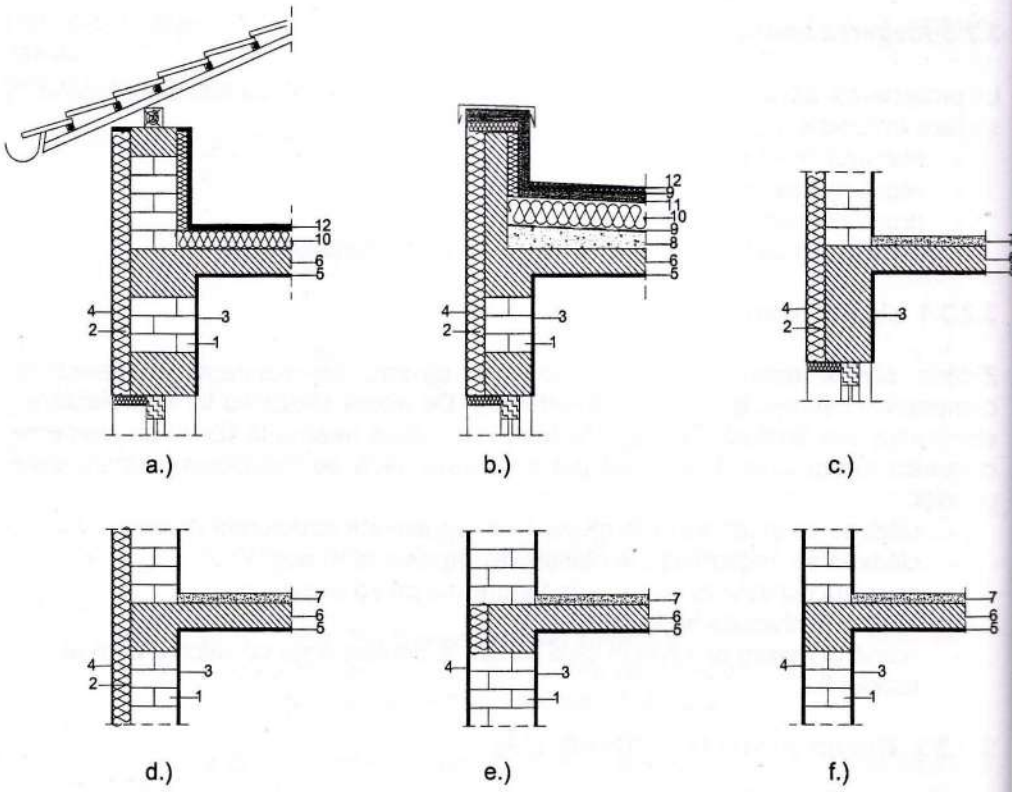



Fig. 3.11 Corectarea punctilor termice din zona centurilor din beton armat: a-d strat termoizolant continuu; e- corectarea punții termice în dreptul centurii; f- centură fără izolație termică, 1-zidărie din cărămidă, 2- strat de termoizolație, 3- tencuială interioară, 4, 5- tencuială exterioară, 6- beton armat, 7- șapă egalizare, 8- beton simplu de pantă, 9- hidroizolație, 10- strat de termoizolație, 11- șapă de egalizare, 12- strat de protecție,

În prezent pereții se realizează cu un strat termoizolant continuu pe toți pereții exteriori, însă în anii în care cerințele de izolare termică erau reduse se corectau punțile termice din dreptul centurilor și buiandrugilor (care aveau o lățime mai mică decât pereții) sau ramâneau punți termice necorectate (Fig. 3.11f).

**b.)Dispunerea stâlpișorilor**

Stâlpișorii se dispun la ZC și ZC+AR. Pentru exemplificare se consideră clădirile din figura 3.12a și b. Golurile pentru uși și ferestre au suprafața mai mică de 2,5m$^2$, cu excepția celor din axul A, între axele 1 și 3.
În conformitate cu recomandările din codul CR 6-2006 dispunerea stâlpișorilor se face astfel:

- la capetele libere ale fiecărui perete ($S_1$ în fig. 3.12b);

- pe ambele părți ale golurilor cu suprafața ≥2,5 $m^2$ în zonele cu $a_g \leq 0,20g$ ($S_2$ din figura 3.12 a și b) respectiv cu suprafața ≥1,5 $m^2$ în zonele seismice cu ag≥0,24g;
- la toate colțurile exterioare și intrânde de pe conturul clădirii ($S_3$ din figura 3.12 a și b);
- în lungul peretelui ($S_4$ din figura 3.12 a și b), astfel încât distanța dintre axele stâlpișorilor să nu depașească:
  - 5,0 m în cazul clădirilor cu pereți deși;
  - 4,0 m în cazul clădirilor cu pereți rari.

ădirea din figura 3.12a este cu pereți deși (sistem fagure), astfel că dispunerea lpișorilor de tip $S_4$ la intersecțiile pereților asigură respectarea distanței ≤5m, cu cepția peretelui din axul A din zona cu pereți rari, unde în lungul peretelui trebuie respecte distanța ≤4,0m.

ădirea din figura 3.12 b, cu distanțele dintre pereții structurali >5m este cu pereți i (sistem celular), astfel încât, din condiția prevederii unui număr cât mai redus stâlpi în lungul pereților, rezultă o posibilă dispunere a stâlpișorilor arătată în ură. În funcție de distanța reală dintre pereții structurali, cuprinsă între 5 și 9 m, ultă diverse dispuneri ale stâlpișorilor.

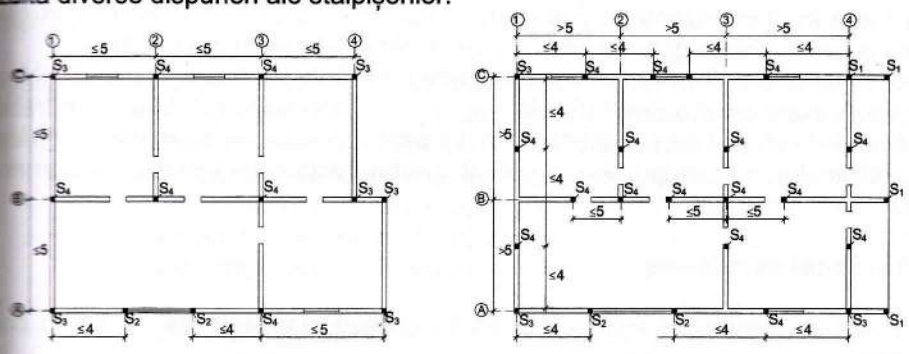



Fig. 3.12 Exemple de dispunere a stâlpișorilor

ntru asigurarea condițiilor de confort termic stâlpișori trebuie prevăzuți la exterior un strat de termoizolație suplimentar (Fig. 3.13).

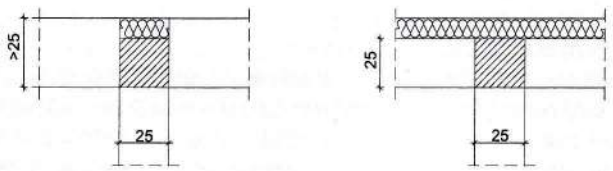



Fig. 3.13 Corectarea punctilor termice din zona stâlpișorilor: a-la pereți exteriori monostrat, b- la pereți exteriori cu strat termoizolant la exterior (soluție uzuală)

## 3.3 Proiectarea preliminară a sub ansamblurilor structurale orizontale

Ansamblul elementelor structurale orizontale este format din planșee, supante, console etc.

### 3.3.1 Planșee

#### 3.3.1.1 Rolul planșeelor în structură

La proiectarea preliminară a planșeelor se va urmări realizarea lor ca diafragme rigide în plan orizontal. Prin aceasta se asigură:

- colectarea forțelor orizontale, în special a celor din seism și transmiterea lor la pereții structurali;
- asigurarea conlucrării pereților structurali;
- posibilitatea adoptării unor modele de calcul structural simplificat.

Prin asigurarea conlucrării pereților structurali, distribuția forțelor seismice la pereți se face proporțional cu rigiditățile lor la translație, precum și redistribuția încărcărilor seismice la pereții cu capacitatea de rezistență mai mare după cedarea pereților cu capacitate de rezistență insuficientă.
Rigiditatea în plan orizontal a planșeelor depinde de alcătuirea constructivă și de dimensiunile și poziția golurilor mari, de exemplu golul pentru casa scării.
În cazul planșeelor din elemente prefabricate îmbinările vor fi proiectate astfel încât să asigure planșeelor o rigiditate cât mai mare în plan orizontal. Îmbinările trebuie să rămână în stadiul de comportare elastic pentru solicitările seismice multiplicate cu coeficientul de comportare $q$, adică pentru răspunsul seismic în domeniul elastic.

#### 3.3.1.2 Tipuri de planșee

Din punct de vedere al rigidității în plan orizontal planșeele se împart în două categorii:

- planșee rigide în plan orizontal;
- planșee cu rigiditate nesemnificativă în plan orizontal.

**a.) Planșee rigide în plan orizontal**

Din această categorie fac parte planșeele:

- din beton armat monolit;
- din predale cu suprabetonare continuă cu grosimea ≥60 mm, armată cu plasă din oțel beton cu aria ≥250 $mm^2/m$ (de exemplu 5Φ8/m);
- din panouri mari și semipanouri prefabricate din beton armat îmbinate pe contur prin bucle petrecute sau cu piese metalice sudate și monolitizare;
- din elemente prefabricate de tip "fâșie" îmbinate la capete cu bucle petrecute sau piese metalice sudate și cu suprabetonare continuă cu grosimea ≥60 mm armată cu plasă din oțel beton cu aria ≥250 $mm^2/m$ (de exemplu 5Φ8/m) și monolitizare;

**b.) Planșee cu rigiditate nesemnificativă în plan orizontal**

Din aceasta categorie fac parte planșeele:
- din panouri mari fără îmbinări corespunzătoare pe contur;
- din elemente prefabricate de tip "fâșie" fără suprabetonare armată, așa cum s-a precizat mai sus;
- din profile metalice și bolțișoare din zidărie;
- din grinzi prefabricate și corpuri de umplutură;
- din lemn.

În cadrul normativului P100-1/2006 se precizează că planșeele cu rigiditate nesemnificativă în plan orizontal sunt acceptate în următoarele condiții:
- pentru planșeele clădirilor cu $n_{niv} \leq 3$ din clasele de importanță III și IV în zonele cu $a_g=0.08g$, cu excepția planșeului peste subsol, care va avea rigiditate mare;
- pentru planșeul peste ultimul nivel la clădiri cu $n_{niv} \leq 2$ din clasa de importanță IV, pentru zonele cu $a_g=0.12g...0.16g$

Se recomandă ca fața superioară a planșeelor să fie la aceeași cotă pe toată suprafața nivelului. În mod excepțional pot fi acceptate decalări cel mult egale cu înălțimea centurilor.

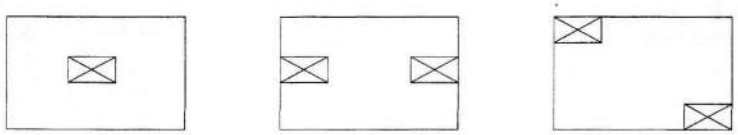
Rigiditatea planșeelor în planul lor are o importanță deosebită, deoarece:
- în cazul planșeelor cu rigiditate nesemnificativă în plan orizontal, conlucrarea spațială nu poate fi asigurată, astfel că fiecare element structural vertical se deplasează independent sub acțiunea încărcărilor orizontale, valoarea încărcărilor orizontale preluate de pereți fiind proporțională cu distanțele dintre pereți, în loc de rigidități. Redistribuția încărcărilor orizontale după cedarea unor pereți este nesemnificativă;

- pentru planșee care prezintă rigiditate practic infinită (planșee din beton armat monolit sau din elemente prefabricate de beton armat bine solidarizate), ce asigură deplasări egale ale pereților sub acțiunea încărcărilor orizontale și repartizarea forțelor orizontale la elementele structurale verticale se face proporțional cu rigiditățile acestora.

### 3.3.1.3 Poziționarea golurilor mari în planșee

În cazul clădirilor civile golurile mari în planșee se datorează casei scărilor. Prin urmare, poziționarea casei scărilor trebuie făcută astfel încât să nu afecteze rigiditatea în plan orizontal și rezistența planșeelor.
În Fig. 3.14 se dau câteva exemple de poziționare favorabilă și nefavorabilă a casei scărilor.
În cazurile în care efectele nefavorabile ale slăbirilor datorate golurilor sunt semnificative, se va ține seama de slăbirea rigidității planșeului în plan orizontal pentru distribuția încărcării seismice la pereți, iar planșeul se va verifica la rezistența în plan orizontal. Uneori, în cazul unor scări cu poziție centrală, care reduc semnificativ rigiditatea în plan orizontal a planșeelor, sunt necesare rosturi de separație, cum este cazul f din figura 3.14.

Poziționare favorabilă



Poziționare defavorabilă

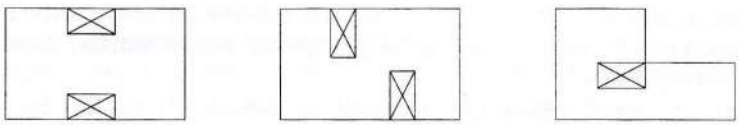


Fig.3.14 Poziționare golurilor mari în planșee

### 3.3.1.4 Supante

Supantele sunt niveluri parțiale, dezvoltate numai pe o porțiune din aria unui nivel (Fig. 3.15). Sunt utilizate de obicei la parterul unor clădiri comerciale.

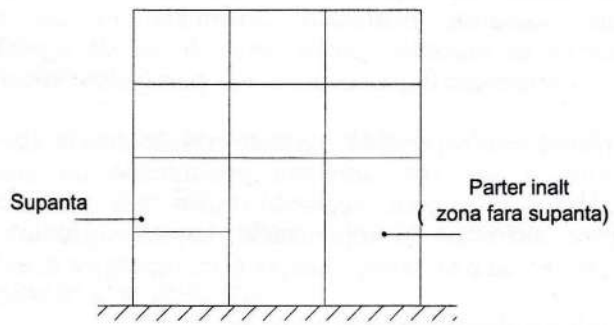



Fig. 3.15 Supante

În cazul clădirilor etajate cu pereți structurali din zidărie nu se acceptă supante, întrucât pe zona fără supantă rezultă înălțimi duble ale nivelului, cu o comportare defavorabilă sub acțiunea încărcărilor orizontale.

În cazul clădirilor de tip sală/hală se admit supante dacă acestea au o structură separată de structura de ansamblu a clădirii. În caz contrar, trebuie prevăzut un rost de deformație între zona cu supantă și cea fără supantă (Fig. 3.16).

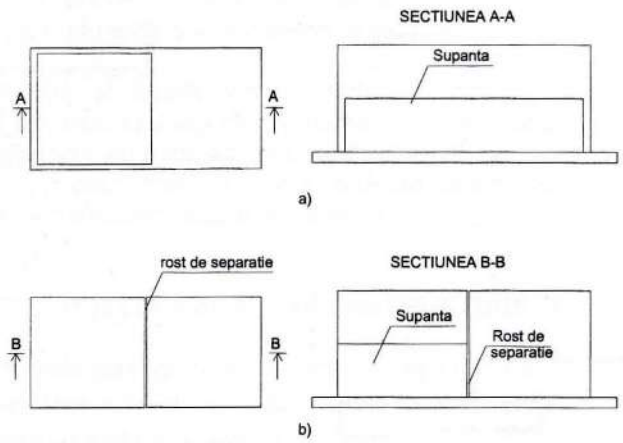



Fig. 3.16 Clădire tip sală/hală cu supantă separată (a) și neseparată de structura halei (b)

### 3.3.1.5 Console în pereți

În cazul clădirilor cu pereți structurali din zidărie există două tipuri de console:

- console executate la nivelul planșeelor;
- console intermediare, între planșee.

**a.) Console executate la nivelul planșeelor**

Sunt realizate prin scoaterea în consolă a planșeelor curente, fiind necesare în special pentru balcoane sau copertine (Fig. 3.17). Se recomandă ca fața superioară a consolei să fie la aceeași cota cu planșeul. Se admit denivelări ale feței superioare a consolei cel mult egale cu înălțimea curentă a centurilor.

Consolele pentru balcoane pot fi denivelate și prin executarea acestora mai sus decât cota planșeului. De asemenea, se pot executa console și în cazul planșeelor din elemente prefabricate.

În toate cazurile se va asigura continuitatea structurală, armarea superioară și ancorarea armăturilor în vederea preluării momentelor negative.

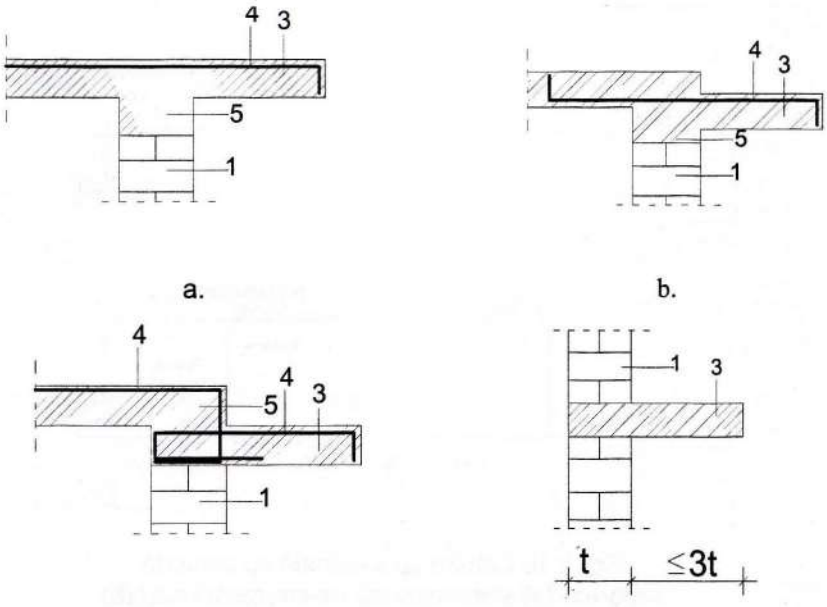



Fig. 3.17 Console din beton armat monolit
a- la același nivel cu planșeul; b.c.) mai jos decât planșeul;
d- intermediară, între planșee, 1- pereți; 2- planșee din beton armat monolit; 3- console; 4- armături; 5- centuri

**b.) Console intermediare, între planșee**

Consolele intermediare, care sunt încastrate direct în pereții structurali, sunt admise în mod excepțional cu respectarea condițiilor:

- deschiderea consolei este ≤3t, unde t este grosimea peretelui;
- accesul pe consolă este admis numai pentru întreținere;
- rezemarea consolei se face pe toată grosimea peretelui.

Daca deschiderea consolei este >3t încastrarea consolei se va face într-o centură intermediară încastrată în stâlpișori din beton armat monolit. Această centură este solicitată la torsiune.

### 3.3.1.6 Șarpante

În proiectarea șarpantelor se va urmări, realizarea rigidității și indeformabilității acestora sub acțiunea încărcărilor (permanente, zăpadă, vânt sau seism) pe ambele direcții principale ale clădirii.

Schema statică a șarpantei se va stabili astfel încât să nu rezulte împingeri laterale în elementele de reazem (pereți, atice, calcane). Dacă această prevedere nu poate

fi realizată, se vor prevedea elemente suficient de rezistente pentru a prelua împingerile (de exemplu stâlpișori din beton armat).

Stabilitatea generală și locală vor fi verificate prin calcul sau prin măsuri constructive (de exemplu se asigură ancorarea cosoroabelor în structura clădirii).
La rezemele interioare cu popi, aceștia vor fi rezemați pe pereții structurali sau pe grinzi. Rezemarea popilor direct pe placă se poate face numai în condițiile în care placa se verifică la încărcarea adusă de popi.

## 3.4 PROIECTAREA PRELIMINARĂ A INFRASTRUCTURII

Infrastructura clădirilor este formată din următoarele elemente:

a.) La clădiri fără subsol: fundații, soclul, placa de beton slab armată ce constituie suportul pardoselii de la parter.
b.) La clădiri cu subsol: fundații, pereți de subsol, placa de beton ce constituie suportul pardoselii de la subsol și placa planșeului peste subsol.

Deși în faza de proiectare preliminară a infrastructurii, încărcările pe fundații pot fi cunoscute doar aproximativ, trebuie să se țină seama de:

- mărimea forțelor verticale care trebuie transmise la terenul de fundare;
- intensitatea acțiunii seismice la amplasament;
- natura și proprietățile mecanice ale terenului de fundare;
- existența apelor subterane.

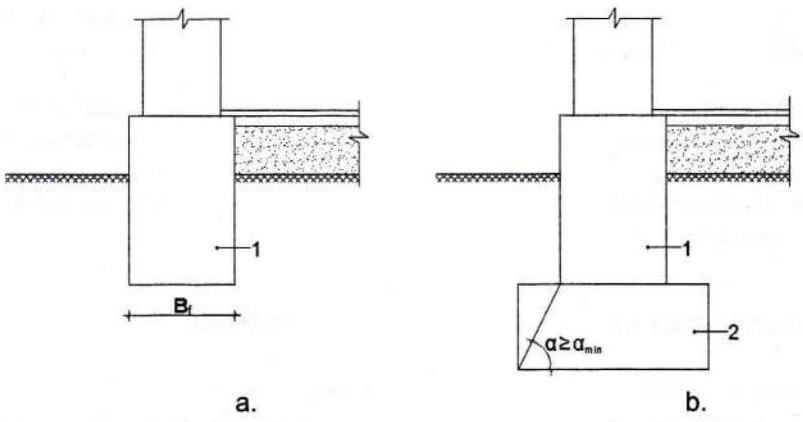
În faza de proiectare preliminară infrastructura trebuie concepută ca un ansamblu de elemente structurale cu rezistență și rigiditate spațială adecvate intensității solicitărilor verticale și seismice și caracteristicilor terenului de fundare care să asigure:

- transmiterea la teren a tuturor solicitărilor;
- tasări limitate și cât mai uniforme care să nu pericliteze integritatea structurii, a elementelor nestructurale și a branșamentelor la rețelele exterioare.

### 3.4.1 Fundațiile

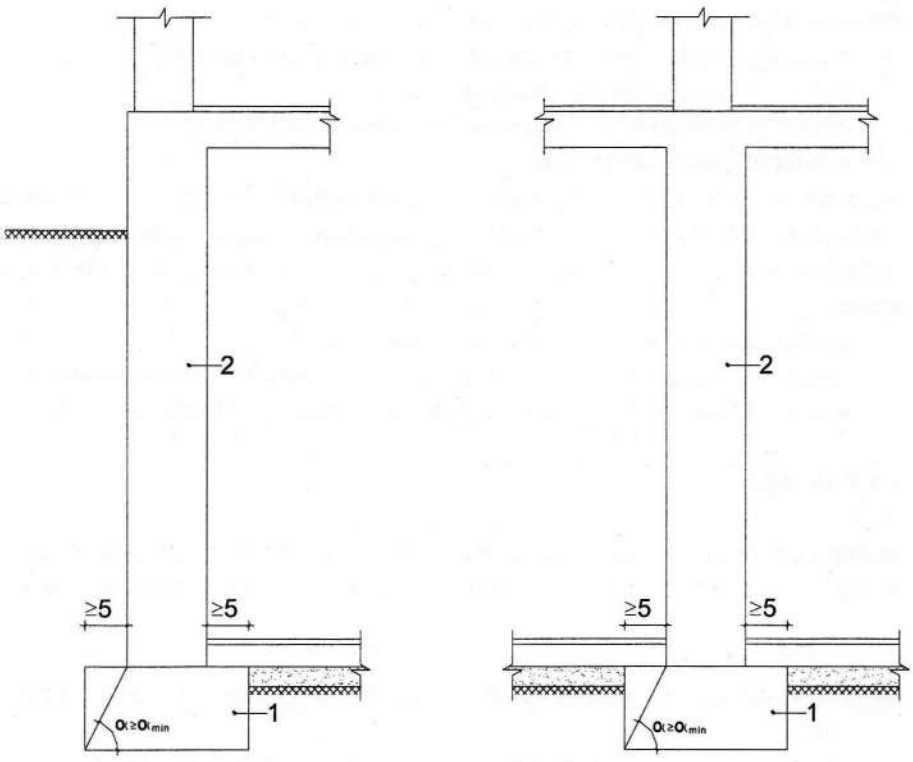
Fundațiile pereților structurali din zidărie vor fi continue sub ziduri și în funcție de mărimea eforturilor pe teren, de natura terenului și de adâncimea cotei de fundare vor fi:

- continue rigide din beton simplu (Fig. 3.18, 3.19);
- rigide cu talpă continuă din beton simplu și cuzinet din beton armat (Fig. 3.20);
- elastice, cu talpă din beton armat, simplă sau evazată (Fig. 3.21);
- fundații izolate rigide din beton simplu, pe care reazemă grinzi soclu din beton armat pe ambele direcții (Fig. 3.22) (Fundații cu descărcări pe reazeme izolate).




a. b.

Fig. 3.18 Fundații continue rigide din beton simplu la clădiri fără subsol: a – lățimea fundației este egală cu lățimea soclului; b- lățimea fundației este mai mare decât a soclului, 1-soclu; 2- talpă rigidă din beton simplu;




a. b.

Fig. 3.19 Fundații cu talpă rigidă din beton simplu la clădiri cu subsol pentru pereți exteriori (a) și interiori (b); 1- fundație; 2-perete de subsol

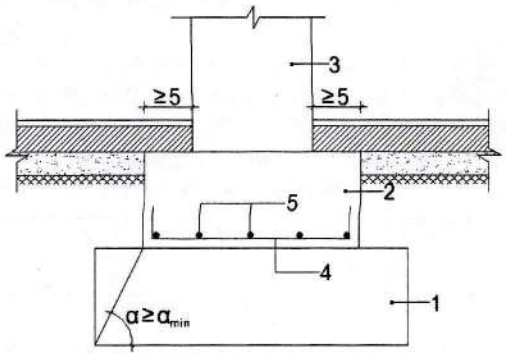



Fig. 3.20 Fundații rigide cu talpă din beton simplu și cuzinet continu din beton armat, 1-bloc din beton simplu; 2-cuzinet din beton armat; 3- perete de subsol sau soclu; 4- armătură de rezistență; 5- armătură constructivă.

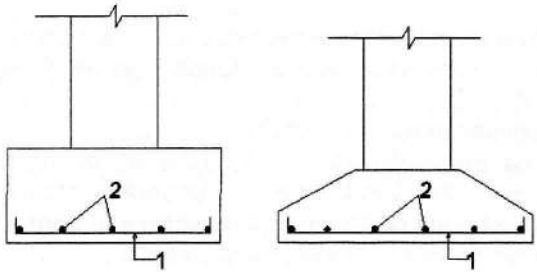



Fig. 3.21 Fundații elastice cu talpa din beton armat simplă (a) și evazată (b)
1- armătură de rezistență; 2- armătură constructivă

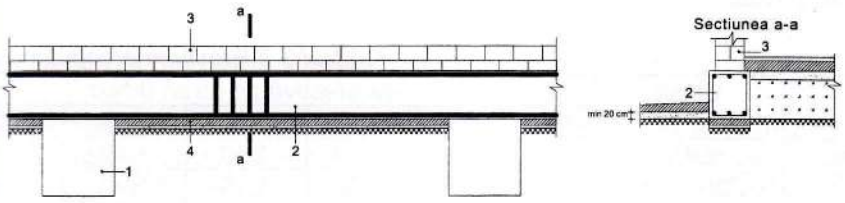



Fig. 3.22 Fundații izolate rigide din beton simplu (reazeme izolate) pe care reazemă grinzi-soclu din beton armat: 1-fundații izolate; 2- grindă –soclu din beton armat; 3- perete din zidărie; 4- strat de egalizare din beton simplu (cca. 5cm)

Talpa rigidă din beton simplu poate fi realizată într-o singură treaptă (Fig. 3.18, 3.19), respectiv 2-3 trepte la încărcări mari (Fig. 3.23).

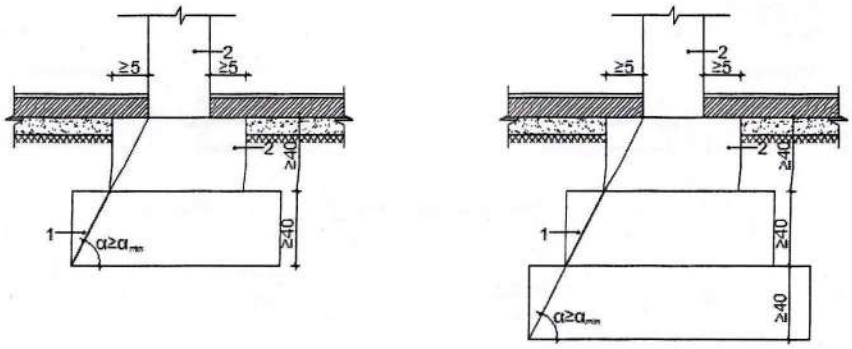



Fig. 3.23 Talpa (bloc) din beton simplu cu două trepte (a), respectiv cu 3 trepte (b)
1-talpă rigidă din beton simplu; 2- socluri sau pereți de subsol

Adâncimea de fundare se stabilește astfel încât fundația să rezeme pe o adâncime de cel puțin 20 cm pe un strat bun de fundare și să fie cel puțin egală cu adâncimea de îngheț.
Lățimea blocului (tălpii) se stabilește astfel:

- din condiția ca presiunile de sub fundație să nu depășească presiunea admisă pe teren, stabilită în funcție de gruparea încărcărilor;
- să fie mai lată cel puțin cu 10 cm față de soclu sau peretele de la subsol;
- din condiția lățimii minime de executare a săpăturii.

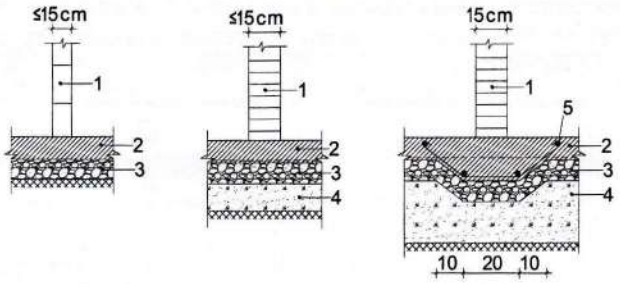
Înălțimea blocului, respectiv a treptelor blocului de fundație să fie de cel puțin 40 cm. Armarea blocului nu este necesară dacă $\alpha \geq \alpha_{min}$, respectiv $tg\alpha \geq tg\alpha_{min}$, betonul putând prelua eforturile de întindere care apar.
În tabelul 3.6 se prezintă valorile minime pentru $tg_\alpha$ în funcție de presiunea efectivă pe teren (care se consideră egală cu presiunea admisibilă a terenului) și clasa betonului utilizat.

*Tabelul 3.6 Presiune efectivă pe teren*

| | Clasa betonului | Presiunea efectivă pe teren (kN/m$^2$) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 200 | 250 | 300 | 350 | 400 | 600 |
| $tg\alpha_{min}$ | C4/5 | 1,15 | 1,30 | 1,40 | 1,50 | 1,60 | 2,00 |
| | C8/10 sau mai mare | 1,05 | 1,15 | 1,30 | 1,40 | 1,50 | 1,85 |

În cazul încărcărilor relative mici, fundațiile pot avea lățimea egală cu a soclului (3.19a). La încărcări mai mari, precum și la clădiri cu subsol, din considerente economice fundațiile au lățimi mai mari decât ale soclurilor sau pereților de subsol.
Soluțiile de rezemare a pereților nestructurali de la subsol, se realizează în funcție de greutatea lor proprie, în una din următoarele soluții (Fig. 3.24):

- rezemare pe placa de la subsol, dacă pereţii nestructurali transmit o încărcare de maxim 4 kN/m şi au maximum 3 m lungime; placa va avea o grosime de cel puțin 80 mm, prevazută cu o armare suplimentară dispusă în lungul peretelui;
- îngroşarea locală a plăcii de la subsol; dacă pereţii nestructurali transmit o încărcare între 4÷10 kN/m şi au maximum 3 m lungime; placa va avea o îngroşare locală de minim 200 mm grosime. Armăturile suplimentare longitudinale dispuse în placă sub pereţi vor avea diametrul minim ϕ10 mm.
- cu fundaţii proprii continue sau cu rezemări izolate.




a. b. c.

Fig. 3.24 Rezemarea pereților nestructurali la subsol: a- direct pe placa suport; b- armarea locala a plăcii suport; c- îngroșarea și armarea locală a plăcii suport a pardoselii, 1- perete despărțitor nestructural, 2- placa suport a pardoselii, 3-strat de rupere a capilarității, 4- umplutură de pământ compactat, 5- armătură suplimentară.

### 3.4.2 Soclurile

Soclurile se utilizează în cazul construcțiilor fără subsol. Se recomandă ca pereții să rezeme centric pe socluri care, la rândul lor, să rezeme centric pe fundații.
Lățimea soclurilor va fi cel puțin egală cu grosimea pereților de la parter, pentru a permite preluarea eventualelor abateri de tasare sau turnare. Se admite o retragere de maximum 5 cm a feței exterioare a soclului în raport cu planul exterior al zidăriei de la parter.

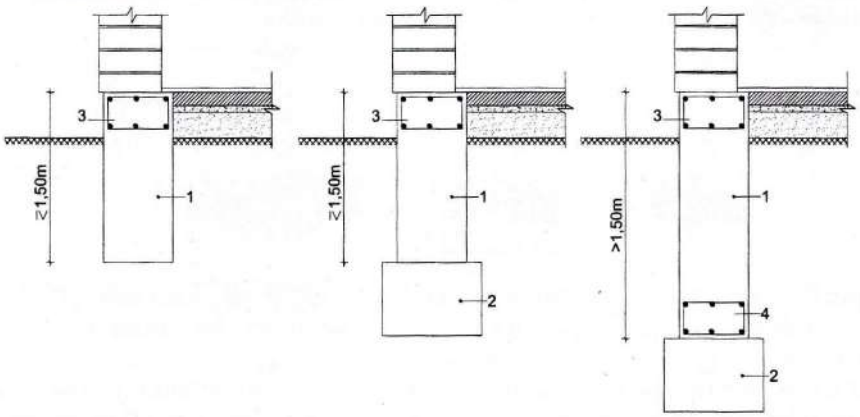
#### 3.4.2.1 Soclurile din beton simplu

În cazul amplasamentelor pe teren normal de fundare, pentru construcții din clasa de importanță III cu $n_{niv} \leq 3$ și $a_g \leq 0.16g$, precum și pentru construcții din clasa de importanță IV indiferent de zona seismică, soclul poate fi executat din beton simplu, cu următoarele prevederi constructive:

- dacă înălțimea soclului (măsurată de la fața superioară a fundațiilor) este de max. 1,50m, la nivelul pardoselii parterului se va prevedea un sistem de centuri pe toate soclurile (Fig. 3.25 a,b). Aria armăturilor longitudinale din aceste centuri va fi cu cel puțin 20% mai mare decât aria armăturilor din centurile curente;

- dacă înălțimea soclului este >1,50m, se va prevedea încă un sistem de centuri la partea de jos a soclurilor (Fig. 3.25c). În mod obișnuit, în asemenea situații soclul are lățimea mai mică decât lățimea fundațiilor.

În detaliul din figura 3.25, stratul support al pardoselii, din beton slab armat, este dispus pe un strat filtrant de pietriș, pe o umplutură bine compactată.
În afară de straturile menționate, se mai poate prevedea și un strat termoizolant sub placa suport a pardoselii, pe un strat de egalizare din beton simplu.




a. b. c.

Fig. 3.25 Socluri din beton simplu
a,b- cu centuri la partea superioară; c- cu centură la partea superioară și inferioară;
1- socluri; 2-fundații; 3-centuri superioare; 4-centuri inferioare

### 3.4.2.2 Socluri din beton armat

Dacă nu sunt îndeplinite condițiile de la punctul anterior, soclurile se vor executa din beton armat monolit (Fig. 3.26), în următoarele situații:

- pentru clădiri din clasa de importanță I sau II;
- pentru clădiri din clasa de importanță III având $n_{niv}>3$ și $a_g>0.16g$

Armarea se realizează din două plase dispuse pe cele două fețe ale soclului. Indiferent de adâncimea de fundare, se vor prevedea două sisteme de centuri: la partea superioară și la partea inferioară a soclurilor.

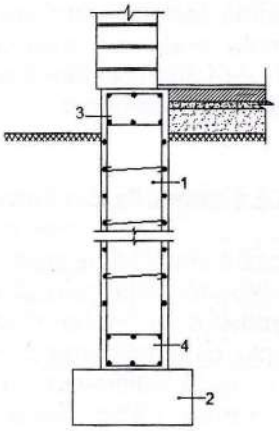
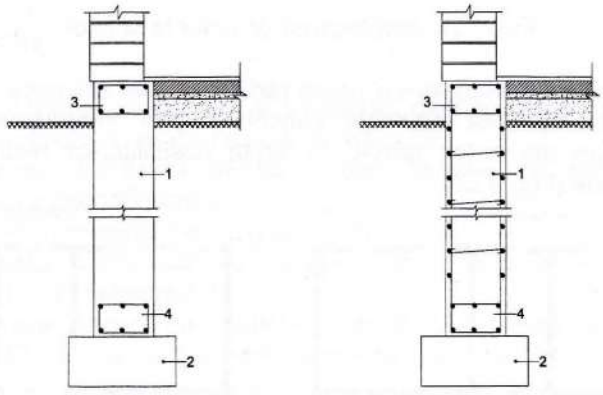



Fig. 3.26 Soclu din beton armat:
1-soclu; 2-fundație; 3-centura superioară; 4-centura inferioară

### 3.4.3 Pereții de subsol din beton simplu:

Se recomandă ca pereții de subsol să rezeme centric pe fundații și vor avea grosimea cel puțin egală cu grosimea pereților de la parter. Se vor realiza, de regulă, din beton armat, uneori și din zidărie de cărămidă pentru construcții din clasa IV de importanță.
Din punct de vedere constructiv, pereții de subsol din beton simplu sunt similari soclurilor din beton simplu cu înălțimea mai mare de 1,5m (Fig. 3.27a). Prin urmare, se vor executa cu două sisteme de centuri (superioare și inferioare), în terenuri normale de fundare, pentru construcții din clasa de importanță III, cu $n_{niv} \leq 3$ și $a_g \leq 0,16g$, respectiv pentru clădiri din clasa de importanță IV indiferent de zona seismică.




a. b.

Fig. 3.27 Pereți de subsol din beton simplu (a) și din beton armat (b)
1-pereți de subsol; 2- fundații; 3-centuri superioare; 4-centuri inferioare

### 3.4.4 Pereți de subol din beton armat

Pereții de subsol din beton armat (Fig. 3.27b) se folosesc în următoarele situații:

- pentru clădiri din clasele de importanță I sau II;
- pentru clădiri din clasa de importanță III având $n_{niv} > 3$ și $a_g > 0,16g$.

Se va urmări ca rigiditatea subsolului să fie superioară rigidității nivelurilor supraterane, ceea ce permite considerarea încastrării pereților structurali la nivelul planșeului peste subsol. În acest scop se recomandă adoptarea următoarelor măsuri:

- numărul și dimensiunile golurilor din pereții de subsol vor fi reduse la strictul necesar;
- pentru zonele seismice cu $a_g \geq 0.16g$ poziția golurilor din pereții interiori ai subsolului se va decala cu cel puțin 1m față de poziția golurilor de la parter (Fig. 3.28). Golurile din pereții exteriori pot fi amplasate centric față de cele de la parter, dar vor avea dimensiuni mai mici cu cel puțin 20%;

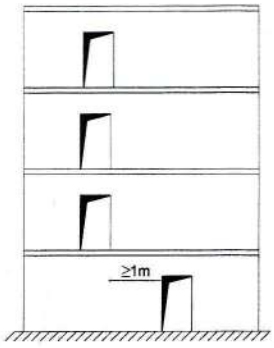



Fig. 3.28 Amplasarea golurilor la subsol

- în plus, în cazul clădirilor cu pereți rari, în zonele seismice cu $a_g \geq 0.24g$, se recomandă sporirea rigidității subsolului prin introducerea unor pereți suplimentari din beton armat, în limita posibilităților rezultate din planul architectural (Fig. 3.29).

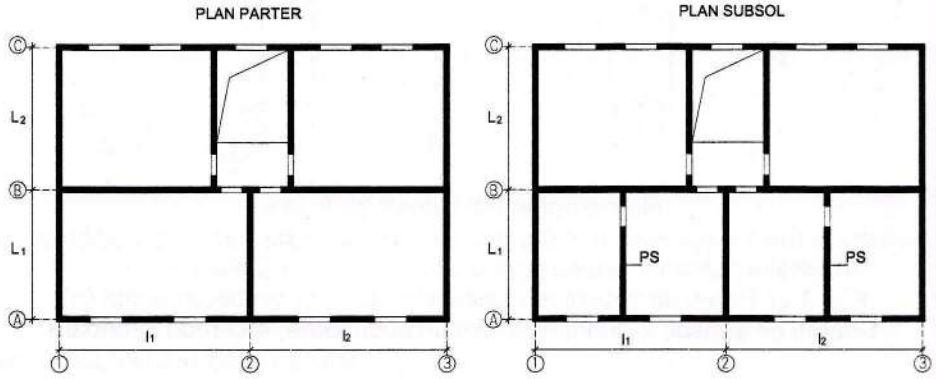



Fig. 3.29 Introducerea de pereți suplimentari (PS) la subsol în cazul clădirilor cu compartimentare rară

### 3.4.5 Planșee la infrastructură

În cazul clădirilor fără subsol, placa suport a pardoselii de la parter se va executa din beton armat, legată monolit prin intermediul armăturilor cu soclurile clădirilor, contribuind astfel la sporirea rigidității de ansamblu și la caracterul spațial al infrastructurii.
În cazul clădirilor cu subsol, placa suport a pardoselii de la subsol se va realiza din beton simplu, iar în cazul clădirilor amplasate pe terenuri de fundare dificile, placa suport a pardoselii de la subsol se va executa din beton armat, legată cu armături de tălpile fundațiilor. Această soluție este recomandată și în cazul terenurilor normale de fundare pentru zonele seismice cu $a_g \geq 0.24g$.
Dacă la subsol se prevăd pereți nestructrurali ce reazemă direct pe placa pardoselii fără îngroșare, atunci aceasta va fi din beton armat.

# 4. CALCULUL CLĂDIRILOR CU PEREȚI STRUCTURALI DIN ZIDĂRIE

## 4.1 INTRODUCERE

Zidăria este un material neomogen și anizotrop, caracterizat printr-o comportare inelastică chiar la nivelurile relativ reduse de solicitare.
Pentru proiectarea structurilor pentru clădiri curente, se consideră valabile următoarele ipoteze simplificatoare:

- zidăria este un material omogen și izotrop;
- caracteristicile secționale ale pereților din zidărie se determină pentru secțiunea brută (nefisurată);
- se pot utiliza factori de corecție stabiliți astfel încât să se obțină o concordanță cât mai bună cu datele rezultate în încercări.

În concordanță cu metoda de calcul la stări limită, clădirile cu pereți structurali din zidărie trebuie calculate la:

- stări limită ultime (SLU), pentru gruparea fundamentală și gruparea specială, și
- stări limită de serviciu (SLS).

Structura clădirii este acționată de încărcări verticale (gravitaționale) și orizontale din vânt sau seism.
Încărcările gravitaționale sunt preluate de toți pereții portanți (dispuși, de regulă, pe ambele direcții ale clădirii), iar încărcările orizontale pe ansamblul clădirii sunt preluate de pereții portanți și de contravântuire paraleli cu direcția de acțiune a încărcării orizontale.
Pereții sunt solicitați la compresiune și încovoiere perpendicular pe planul lor, precum și la compresiune și încovoiere în planul lor median.
În conformitate cu normele generale de proiectare la SLU, clădirile cu pereți structurali din zidărie se calculează atât în gruparea fundamentală (GF), cât și în gruparea specială (GS) a încărcărilor.
În ambele grupări pereții se calculează pentru două situații:

a.) În prima situație pereții se calculează la compresiune și încovoiere perpendiculară pe planul lor. În acest scop se consideră fâșii verticale de pereți cu lățimea de 1m, acționate de încărcările aferente.
Pe verticală fâșia este extinsă pe toată înălțimea clădirii, iar din punct de vedere static este o grindă continuă pe verticală cu continuități parțiale în dreptul

planșeelor. Încărcările verticale aferente fâșiei provin din acțiunea planșeelor și greutății proprii a fâșiei; cele din planșee dar și cele din greutatea proprie în unele situații, acționează excentric în raport cu planul median al peretelui, rezultând astfel momente încovoietoare din acțiunea încărcărilor vertical perpendicular pe planul peretelui. Concomitent cu încărcările verticale se consideră și încărcările orizontale care acționează perpendicular pe planul pereților, din vânt sau seism.
Cele aferente fâșiei calculate produc momente încovoietoare, care se calculează în mod simplificat ca pentru o grindă continuă cu continuități parțiale în dreptul reazemelor/planșeelor.
Este evident faptul că în GF avem încărcări din vânt numai la pereții exteriori, pe tot perimetrul clădirii, iar în GS avem încărcări din seism pe toți pereții, atât exteriori cât și interiori.
În cazul spaleților liberi dintre ferestre, nelegați cu pereții de pe cealaltă direcție, lățimea fâșiei se consideră egală cu lungimea spaletului.
În final, în secțiunea calculată (obișnuit la parter) se suprapun efectele acțiunilor și se determină eforturile rezultante: efortul rezultant de compresiune și momentul încovoietor, la care se verifică fâșia.

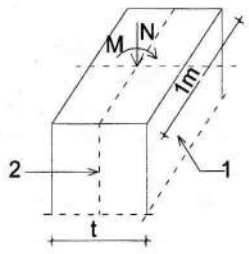



Fig. 4.1 Eforturi M-N pe fâșia calculată, 1-fâșia, 2- planul median al fâșiei

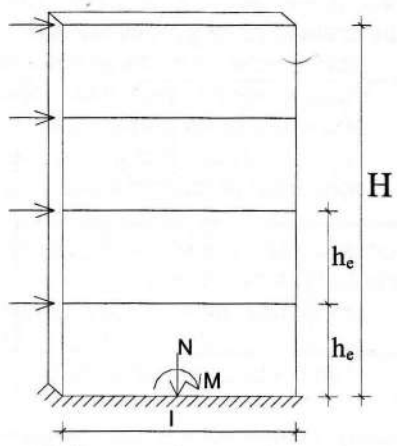



Fig. 4.2 Compresiune și încovoiere în planul median al peretelui

Întrucât acțiunile predominante provin din încărcări verticale, calculul pereților în această situație este denumit "calculul pereților la încărcări gravitaționale", care se face succesiv la pereții transversali și longitudinali ai clădirii.
b.) În a doua situație se face calculul de ansamblu al clădirii. Se determină eforturile axiale în pereți și momentele încovoietoare ce acționează în planul median al pereților. În final se face un calcul la compresiune excentrică a pereților, excentricitatea fiind pe lungimea pereților/spaleților, paralelă cu încărcarea orizontală (Fig. 4.2) de unde rezultă că trebuie considerate două etape de calcul:

- ***în prima etapă***, când încărcările orizontale acționează pe direcția transversală a clădirii, se calculează pereții transversali;

- ***în a doua etapă***, când încărcările orizontale acționează pe direcția longitudinală a clădirii, se calculează pereții longitudinali.

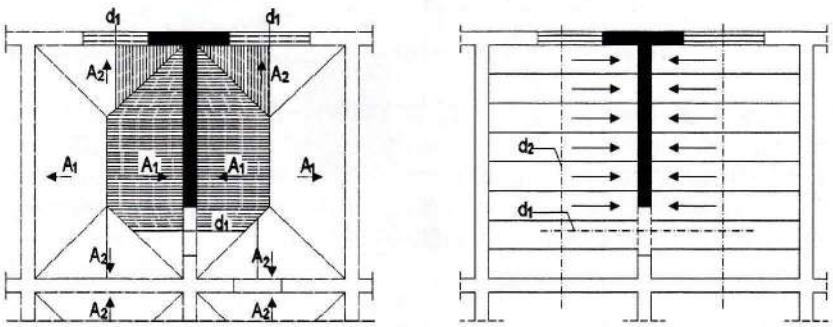
## 2 CALCULUL PEREȚILOR DIN ZIDĂRIE LA ÎNCĂRCĂRI GRAVITAȚIONALE

### 2.1 Determinarea încărcărilor verticale ce acționează pereții structurali

cazul pereților portanți, încărcările verticale sunt date de încărcările de la anșeu (permanente și utile) și greutatea proprie a peretelui, iar în cazul pereților contravântuire (autoportanți) de greutatea lor proprie, întrucât aceștia nu preiau cărcările de la planșee.

odul în care încărcarea de la planșee se transmite la pereții portanți este terminat de tipul planșeelor și al structurii.

cazul planșeelor ce lucrează pe două direcții, pe tramele unde raportul laturilor te cuprins între 0,5 și 2, încărcările de la planșee sunt preluate de pereții portanți pe ambele direcții (Fig. 4.3.a). Suprafețele de planșeu aferente unui șpalet artea plină dintre goluri) se determină ducând linii la 45° în colțurile tramelor isectoare) și la mijlocul golurilor de uși sau ferestre.




a. b.

Fig. 4.3 Stabilirea suprafețelor de planșeu ce descarcă pe pereții portanți: a.) planșeu ce lucrează pe două direcții b.) planșeu din fâșii prefabricate ce ucrează pe o direcție, $A_1$, $A_2$ – arii de planșeu ce descarcă pe pereții transversali ($A_1$) respectiv longitudinali ($A_2$), $d_1$- drepte la mijlocul golurilor, $d_2$- drepte la jumătatea deschiderii fâșiilor de planșeu

hema din figura 4.3a corespunde planșeelor din b.a.m, panouri mari prefabricate predale cu suprabetonare.

cazul planșeelor ce lucrează pe o singură direcție, cum este cazul planșeelor din șii prefabricate sau grinzi prefabricate și elemente de umplutură, precum și anșee care pot lucra pe două direcții dar raportul laturilor este în afara intervalului 5-2,0, încărcarea de la planșee este preluată numai de pereții portanți (Fig. 4.3b). ereții portanți sunt pereții pe care reazemă elementele prefabricate de planșeu, spectiv pereții lungi ai tramelor în cazul planșeelor din beton armat monolit la re raportul laturilor este în afara intervalului 0,5...2,0.

cazul planșeelor care lucrează după o singură direcție, stabilirea suprafețelor erente pereților portanți pe care reazemă, se face prin trasarea unei drepte ralelă cu pereții portanți, la jumătatea distanței dintre aceștia (Fig. 4.3b).

upă stabilirea suprafețelor de planșeu aferente pereților portanți pe care azemă, se stabilește care sunt pereții cu cele mai mari încărcări și la acești pereți

se consideră fâșii cu lungimea de 1m, așa cum se arată în figura 4.4 în cazul în care încărcarea se transmite pe două direcții.
În figura 4.4 s-au considerat următoarele fâșii de perete cu lățimea de 1m:

- în peretele transversal din axul 2; două fâșii, una între axele A –B lângă golul de ușă, și una între axele B-C;
- în peretele transversal din axul 3: o singură fâșie, între axele B-C, lângă golul de ușă;
- în peretele longitudinal din axul B: o singură fâșie, între axele 2-3, lângă golul de ușă.

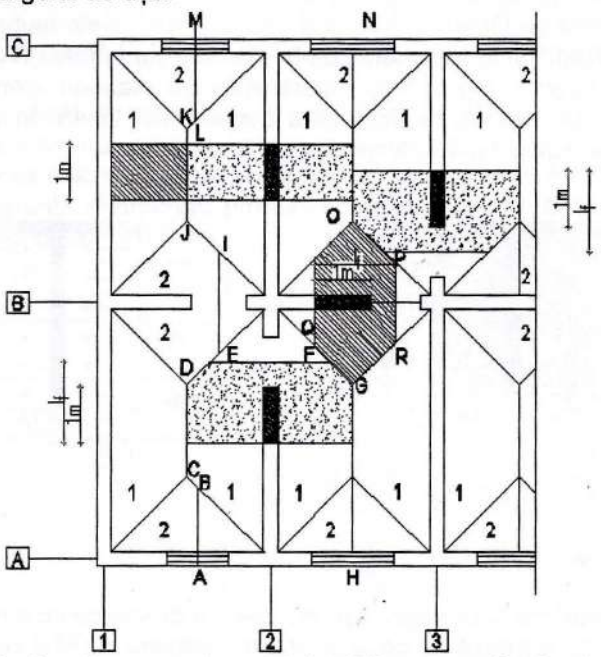



Fig. 4.4 Modul de descărcare a planșelui (stabilirea suprafețelor de descărcare) și fâșii de perete cu lățimea de 1m; 1- suprafețe de planșeu aferente pereților transversali, 2- aferente pereților longitudinali

Se constată că, în funcție de golurile existente, fâșiile sunt de două tipuri:

- fâșii în pereți fără goluri, cum e cea din axul 2, între B-C;
- fâșii lângă goluri, cum sunt celelalte fâșii din figura 4.4.

#### 4.2.1.1.1 Încărcări verticale preluate de șpaleți (care revin șpaleților).

Încărcarea de la planșeu preluată de un șpalet (montant), în situația în care încărcarea unitară pe planșeu (kN/m$^2$), compusă din încărcările permanente și utile, este constantă, se stabilește cu relația:

$$Q_{pl} = q_{pl} \cdot A_{af} \quad \text{[kN]} \tag{4.1}$$

unde:

$q_{pl}$, este încărcarea unitară de calcul, pe planșeu (dată de greutatea proprie a planșeului și încărcările utile), [kN/m$^2$];

$A_{sp}$ este suma ariilor aferente șpaletului considerat.

De exemplu, peretele transversal din axul 2 (Fig. 4.4) este format din doi șpaleți. Primul (cel de lângă axa A) are aria aferentă de formă poligonală cuprinsă între punctele A, B,C,D,E,F,G,H, iar al doilea șpalet aria aferentă cuprinsă între punctele E,I,J,K,L,M,N,O,P,R,G,F.

Dacă avem încărcări diferite pe trame, datorate grosimii diferite a plăcii planșeului, a alcătuirii diferite a pardoselilor sau încărcărilor utile diferite, relația (4.1) devine:

$$Q_{pl} = \Sigma\ q_i \cdot A_i \qquad [kN] \qquad (4.2)$$

unde:

$q_i$, sunt încărcări medii pe trame, în [kN/m$^2$], iar
$A_i$ ariile pe care $q_i$, este constantă.

### 4.2.1.2 Încărcări verticale preluate de fâșii (care revin fâșiilor)

Dacă ne referim la o fâșie verticală de perete cu lățime de 1m, se aplică relațiile (4.1) sau (4.2), cu precizarea că ariile aferente corespund fâșiei considerate, care s-au reprezentat punctat sau hașurat în figura 4.4. Se constată că aceste arii sunt fâșii de planșeu perpendiculare pe fâșia de perete, având lățimea de 1 m în cazul pereților plini, respectiv de 1m plus jumătate din lățimea golului în cazul fâșiilor de perete de la marginea golurilor.

În cazul în care avem trame la care planșeul lucrează după o singură direcție, cum este cazul clădirii din figura 4.3b, unde fâșiile prefabricate reazemă pe pereții transversali, ariile de descărcare se stabilesc considerând că încărcarea de la fâșii se transmite în mod egal pereților portanți pe care reazemă.
În toate cazurile se consideră încărcările verticale cu valori corespunzătoare grupării de încărcări la care se face verificarea peretelui.

În figura 4.5 se prezintă un exemplu de structură cu pereți rari (sistem celular) și planșee ce reazemă pe pereții longitudinali. În acest caz cele mai solicitate fâșii sunt:

- șpaleții nelegați pe direcția transversală din axele A și C. Aceste fâșii au lățimea egală cu lungimea șpaleților ($a_2$, $b_2$), iar încărcările aferente (verticale și orizontale) provin de la ariile cu lățimile $a_1$ și $b_1$, măsurate de la jumătatea golurilor adiacente.
- fâșia din axul B, între axele 1 și 2, care are lățimea de 1m, dar încărcarea este preluată de pe o suprafață cu lățimea $c_1$, până la jumătatea golului adiacent. Se observă că această fâșie este mai solicitată decât cea din același ax B, dintre axele 2 și 3, dacă încărcarea unitară pe planșeu e aceeași.

Greutatea proprie a fâșiei pe un nivel se calculează cu următoarele relații:

- pentru o fașie cu lățimea de 1 m:

$$G=g\cdot h_p \quad [\text{kN}] \tag{4.3}$$

- pentru o fâșie cu altă lățime (șpalet liber):

$$G=g\cdot l\cdot h_p \quad [\text{kN}] \tag{4.4}$$

unde:

$g$ este greutatea unitară de calcul a peretelui (kN/m$^2$);
$l$- lățimea fâșiei diferită de 1 m;
$h_p$- înălțimea peretelui între planșee.

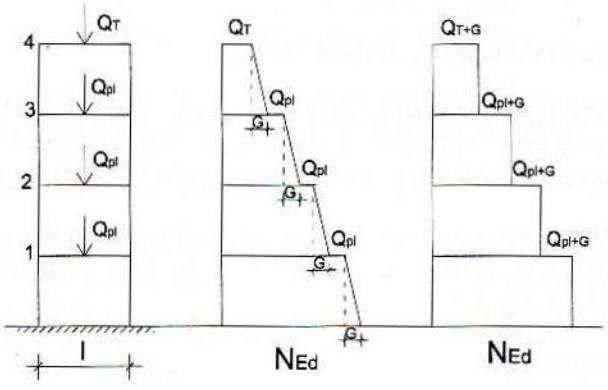
Se va lua în considerare și greutatea centurii.

### 4.2.2 Diagrama de eforturi axiale pentru fâșia de perete

Pe baza încărcărilor preluate de o fâșie cu lățimea de 1 m sau cu lățimea șpaletului liber, se determină diagrama de eforturi axiale de compresiune;
Greutatea proprie a peretelui se poate considera în două moduri:

- uniform distribuită pe înălțimea peretelui (kN/m), rezultând diagrama N reală, în creștere liniară de sus în jos și salturi în dreptul planșeelor (Fig. 4.6b).
- concentrată la nivelul planșeului, fiind însumată cu încărcarea de la planșee, rezultând diagrama N simplificată, cu salturi în dreptul planșeelor (Fig. 4.6c).

Se menționează că diagrama de eforturi axiale se determină pe fâșia de 1 m în cazul calculului la încărcări gravitaționale, respectiv pe un șpalet întreg în cazul calculului la compresiune și încovoiere în planul peretelui.




a. b. c.

Fig.4.6 Încărcări de la planșee (a) și eforturi axiale (b și c) într-o fâșie de perete (l=1,00m) sau lățimea șpaletului liber); b) diagrama reală a efortului axial și c.) diagrama simplificată a efortului axial; $Q_T$ încărcarea de la ultimul planșeu; G-greutatea proprie a peretelui de pe un nivel.

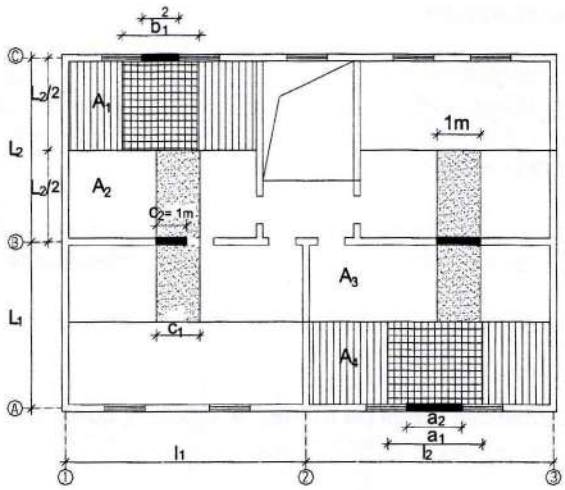



Fig. 4.5 Exemple de descărcare a planșeului pe pereții structurali longitudinali în cazul structurilor celulare

În tabelul 4.1 se dau ariile aferente de descărcare a planșeului pentru fâșiile considerate în figura 4.5.
Se precizează că aceste fâșii sunt acționate și de încărcări orizontale perpendiculare pe planul peretelui, care se determină pe fâșii verticale cu lățimile egale cu cele precizate în tabelul 4.1

*Tab. 4.1 Fâșiile de calcul pentru pereții structurali*

| Poziția fâșiei | Lățimea fâșiei [m] | Suprafața de planșeu aferentă [m$^2$] | Încărcarea din planșeu pe nivel/fâșie [kN] |
|---|---|---|---|
| șpalet ax A | $a_2$ | $A_{1,af} = a_1 \cdot \frac{L_1}{2}$ | $Q_{pl} = q_{pl1} \cdot A_{1,af}$ |
| șpalet ax C | $b_2$ | $A_{2,af} = b_1 \cdot \frac{L_2}{2}$ | $Q_{pl} = q_{pl2} \cdot A_{2,af}$ |
| șpalet ax B | $c_2$= 1m | $A_{3,af} = c_1 \cdot \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2}\right)$ | $Q_{pl} = \left(q_{pl,1} \cdot \frac{L_1}{2} + q_{pl,2} \cdot \frac{L_2}{2}\right) \cdot c_2$ |

$q_{pl1}$, $q_{pl2}$, $q_{pl3}$ sunt încărcările medii pe trame.

În cazul verificării pereților interiori se calculează două încărcări de la planșeu: cea din stânga și din dreapta peretelui, care acționează excentric în raport cu planul median al peretelui.

Încărcările $w$ și $w_f$ în module sunt egale dacă $l_f$=1m.

Fâșia are continuitate parțială pe reazeme, astfel că momentele încovoietoare din câmp ($M_c$) și de pe reazeme ($M_r$) se consideră în mod simplificat, egale (Fig. 4.7):

$$M_C = M_r = \frac{w_f \cdot h_e^2}{12} \tag{4.7}$$

unde $h_e$ este înălțimea unui nivel.
În funcție de înălțimea clădirii și raportul dintre înălțimea și lungimea/lățimea clădirii, încărcarea $w_f$ poate fi constantă pe toată clădirea sau să aibă valori mai mari la ultimul nivel, eventual la ultimele două niveluri (Fig. 4.7).

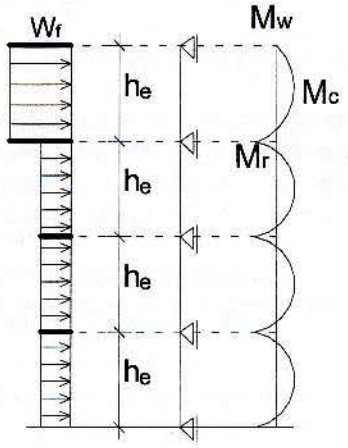



Fig.4.7 Încărcarea din vânt pe fâșie
a-schema statică a fâșiei, b- diagrama de momente încovoietoare

Se precizează că încărcarea din vânt și momentele secționale rezultate sunt cu valori de proiectare (de calcul), întrucât vântul se consideră în GF.

### 4.2.3.2 Acțiunea locală a seismului

Seismul acționează local atât asupra pereților exteriori, cât și a celor interiori. În ambele cazuri se consideră că încărcarea seismică aferentă peretelui calculat, acționează ca o încărcare uniform distribuită pe înălțimea unui nivel.
Încărcarea seismică locală se determină astfel:

a.) se determină încărcarea seismică aferentă peretelui la nivelul unde se calculează peretele ($S_p$), proporțional cu masa peretelui și cota sa:

$$S_p = F_k \cdot \frac{m_p}{m_k} = F_k \cdot \frac{G_p}{G_k} \qquad \text{[kN]} \tag{4.8}$$

unde:

$F_k$- încărcarea seismică totală, la nivelul k;

Efortul axial la nivelul de încastrare se determină cu relația:

$$N_{Ed} = Q_T + (n-1)\cdot Q_{pl} + nG \qquad \text{[kN]} \qquad (4.5)$$

unde n este numărul de niveluri.
Efortul axial, $N_{Ed}$ poate fi calculat la fiecare nivel, fiind un efort secțional de proiectare, produs de încărcările gravitaționale, rezultând astfel diagrame de eforturi axiale.

Încărcările preluate de fâșie, precum și efortul axial din fâșie se determină în funcție de gruparea de încărcări la care se face verificarea.

### 4.2.3 Încărcări orizontale locale

Încărcările orizontale locale care acționează perpendicular pe planul peretelui pot provenii din:

- seism, pentru toți pereții (interiori și exteriori);
- vânt, numai pentru pereții exteriori;
- împingerea pământului, pentru pereții de subsol de pe conturul clădirii;
- împingeri date de bolți, arce sau șarpante;
- încărcări de exploatare orizontale (împingerea oamenilor în spații aglomerate) sau greutăți ce rezultă din suspendarea mobilierului sau a unor instalații care produc momente încovoietoare perpendicular pe planul peretelui.

Cele mai importante sunt cele din vânt sau seism, care acționează la toate tipurile de clădiri.

#### 4.2.3.1 Încărcarea locală din acțiunea vântului

Din încărcarea din vânt care acționează numai pe pereții exteriori, se consideră încărcarea aferentă fâșiei calculate. În funcție de poziția peretelui față de direcția vântului, încărcarea din vânt este presiune sau sucțiune, care în acest caz, nu se însumează.
Încărcarea orizontală acționează pe o fâșie verticală cu lățimea $l_f$, care este:

- egală cu distanța dintre axele golurilor de ferestre în cazul spaleților liberi. De exemplu, în fig. 4.5 sunt $a_1$ și $b_1$;
- un metru în cazul pereților exteriori plini (fâșii din axele 1 și 3 din fig 4.5, care nu s-au reprezentat).

În general, peretele lucrează pe ambele direcții: verticală și orizontală. Considerând, în mod simplificat și acoperitor, că peretele lucrează numai pe direcția verticală, încărcarea din vânt pe fâșie este:

$$w_f = w\cdot l_f \qquad \text{[kN/m]} \qquad (4.6)$$

unde, w este încărcarea unitară din vânt pe perete [kN/m$^2$]

$m_p$, $G_p$- masa, respectiv greutatea peretelui la nivelul k;
$m_k$, $G_k$–masa, respectiv greutatea totală a nivelului k.

b.) se determină încărcarea uniform distribuită pe perete, la fiecare nivel:

$$q_s = \frac{S_p}{A_p} \qquad [kN/m^2] \tag{4.9}$$

unde: $A_p$ este aria peretelui la nivelul considerat.

Încărcarea în modul pe fâșie este egală cu $q_s$ dacă se consideră că peretele lucrează numai pe direcția verticală (Fig. 4.8).

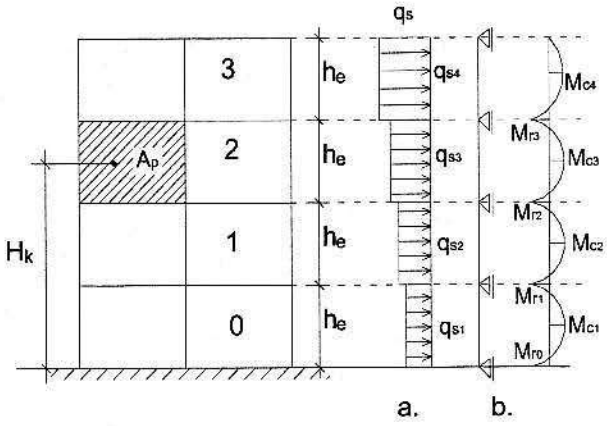



Fig. 4.8 Încărcarea din seism pe fâșie
a-schema statică, b- momente încovoietoare

În mod simplificat, momentele se calculează astfel:

- pe reazeme:

$$M_r = \frac{q_{smed} \cdot h_e^2}{12} \tag{4.10}$$

- în câmp:

$$M_c = \frac{q_{sc} \cdot h_e^2}{12} \tag{4.11}$$

unde:

$q_{smed}$ este valoarea medie a încărcărilor de sub și deasupra reazemului, iar $q_{sc}$ este încărcarea distribuită pe nivel.

### 4.2.4 Determinarea excentricităților de aplicare a încărcarilor verticale

Excentricitatea încărcărilor verticale în raport cu grosimea peretelui (pe direcția grosimii peretelui) provine din mai multe cauze:

- alcătuirea constructivă a structurii;
- existența unor imperfecțiuni de execuție (accidentale);
- efectul încărcărilor orizontale.

Efectele acestor excentricități se concretizează prin momentele încovoietoare produse de încărcările verticale, care solicită peretele perpendicular pe planul său median.
În relațiile de calcul, efectele excentricităților se introduc prin coeficienții de reducere a capacității de rezistență, care corectează situația compresiunii centrice.

#### 4.2.4.1 Excentricități provenite din alcătuirea structurii

Avem excentricități structurale în secțiunile în care se produce transferul (trecerea) forțelor verticale de la un nivel la altul, datorită următoarelor cauze:

- suprapunerea excentrică a pereților pe verticală, din considerente arhitecturale sau datorită unor grosimi diferite a pereților, prevăzute în proiectare;
- rezemarea excentrică a planșeelor pe pereți;
- încărcarea diferită transmisă de planșeele de pe o parte și cealaltă a pereților.

Datorită acestor excentricități încărcările verticale produc momente încovoietoare cu valori maxime la partea superioară a pereților (sub centuri); aceste momente au o variație liniară pe înălțimea unui nivel cu valori nule la partea inferioară a peretelui (deasupra centurilor) (Fig. 4.9).

În figura 4.9d, s-a considerat că lățimea centurii, care asigură rezemarea, are lățimea a, iar excentricitatea încărcării de la planșeu d, este:

$$d = \frac{t}{2} - \frac{a}{2}$$

Dacă a=t rezultă, $d = \frac{t}{6}$ (4.12)

În cazul e din figura 4.9 s-a considerat că lățimea centurii este egală cu lățimea peretelui (t) și rezultă excentricitățile:

$$d_S = d_r = \frac{t}{2} - \frac{t}{3} = \frac{t}{6} \quad (4.13)$$

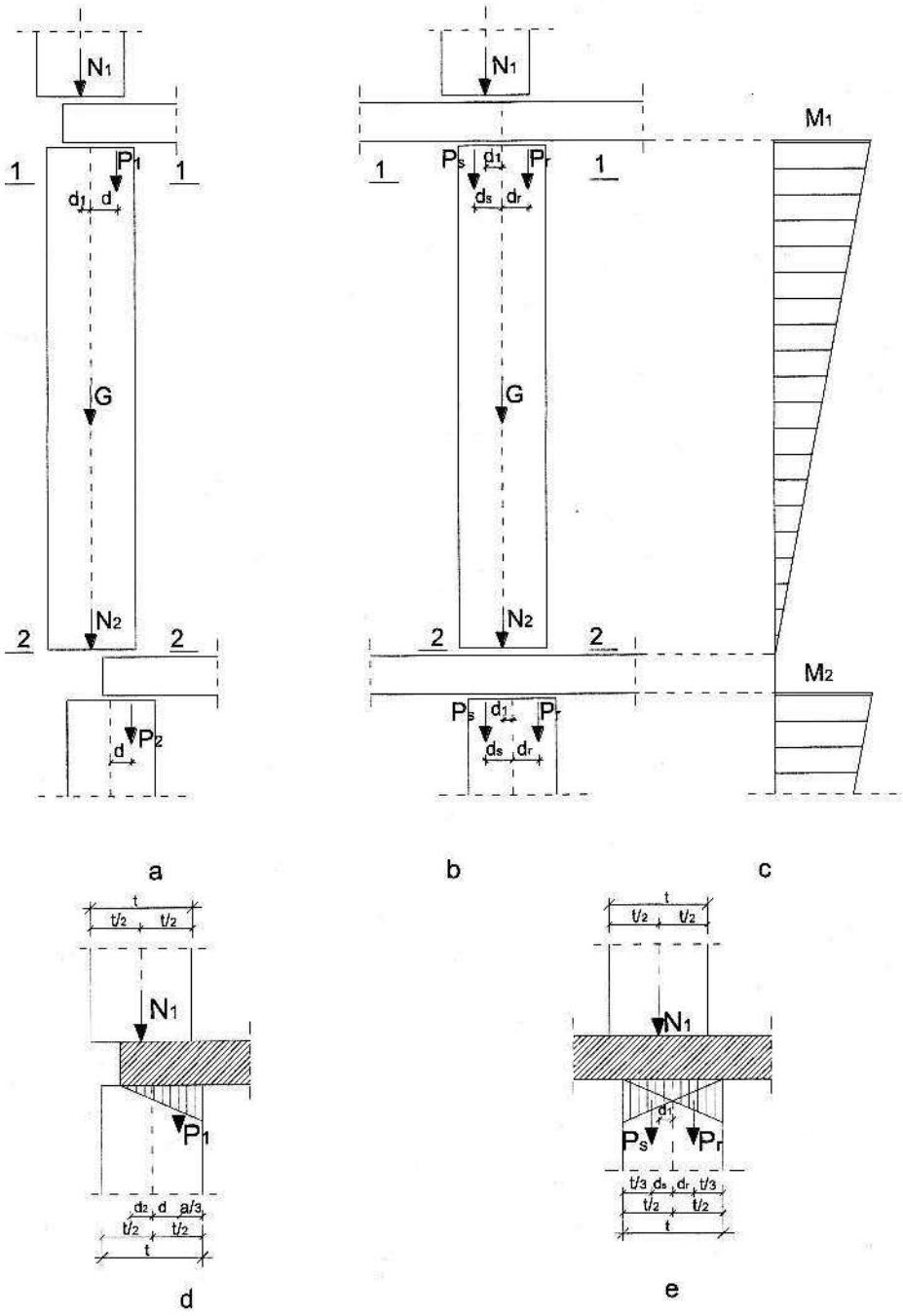



Fig.4.9 Excentricități structurale la pereți exteriori (a) și interiori (b) și momente încovoietoare (c); d,e- detalii de rezemare; a-lățimea de rezemare a planșeului (în cazul e, a=t)

Excentricitatea structurală ($e_s$) în secțiunea 1-1 (sub centură, respectiv la partea superioară a peretelui), este:

- la peretele exterior:

$$e_S = \frac{\sum M}{\sum N} = \frac{P_1 \cdot d - N_1 \cdot d_1}{N_1 + P_1} \tag{4.14}$$

- la peretele interior:

$$e_S = \frac{\sum M}{\sum N} = \frac{P_r d_r - P_S d_S - N_1 d_1}{N_1 + P_S + P_r} \tag{4.15}$$

În figura 4.10 se reprezintă schema statică, excentricitățile și eforturile M și N pentru o fâșie reprezentată pe toată înălțimea peretelui.

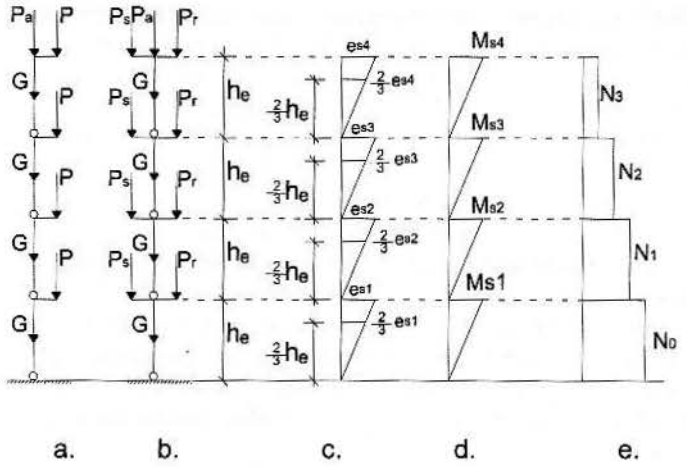



Fig.4.10 Schema statică a fâșiei pentru un perete exterior (a) și interior (b), excentricități structurale (c), momente încovoietoare (d) și eforturi axiale (e)
$P_a$- încărcarea de la acoperiș sau mansardă, P, $P_s$, $P_r$- încărcări de la planșee, G-greutatea proprie a fâșiei pe un nivel

### 4.2.4.2 Excentricități adiționale

Excentricitățile adiționale sunt provocate de următoarele cauze:
- deplasarea relativă a planurilor mediane a pereților de la două niveluri adiacente, datorită impreciziilor (erorilor) de execuție;
- abaterea grosimii pereților de la valoarea nominală (teoretică);
- abateri ale pereților de la poziția verticală;
- neomogenitatea materialelor.

În calcule excentricitățile accidentale ($e_a$) se consideră prin cea mai mare dintr valorile:

$$e_a = \frac{h_e}{300} \qquad e_a \geq 1cm \tag{4.16}$$

$$e_a = \frac{t}{30}$$

unde $t$ este grosimea peretelui, iar
$h_e$- înălțimea nivelului.

### 4.2.5 Excentricități datorate încărcărilor orizontale

Încărcările orizontale (vânt și seism) se consideră uniform distribuite pe un nivel.

#### 4.2.5.1 Excentricități datorate acțiunii vântului

Vântul acționează sub formă de presiune sau sucțiune numai pe pereții exterior (perimetrali) în gruparea fundamentală. În timpul execuției clădirii, vântul poat acționa și asupra pereților interiori.
Cunoscând momentele din acțiunea vântului la jumătatea înălțimii nivelurilor ($M_c$) respectiv în dreptul reazemelor ($M_r$), se calculează excentricitățile corespunzătoare cu relația:

$$e_w = \frac{M_w}{N} \tag{4.17}$$

unde: $M_w$- este momentul încovoietor din vânt ($M_c$ sau $M_r$) , iar
N- efortul axial total în secțiunea respectivă, din încărcări gravitaționale cu valori corespunzătoare GF.
Momentele din vânt se calculează simplificat cu relația (4.7) ținând seama că acțiunea vântului este alternantă, în mod obișnuit se consideră numai presiunea vântului (care este mai mare decât sucțiunea) cu sensul care, împreună cu încărcările gravitaționale, conduce la cea mai defavorabilă situație, respectiv la excentricitatea maximă.

#### 4.2.5.2 Excentricități datorate acțiunii seismului

Seismul, este o forță de inerție, ce acționează atât pereții interiori, cât si ce exteriori. Se consideră în gruparea specială a acțiunilor.
Acțiunea seismului pe o fâșie de perete și momentele încovoietoare, calculate cu relațiile (4.10) și (4.11), se prezintă în figura 4.8.
Excentricitatea produsă de acțiunea seismică se calculează la $h_e/2$ și pe reazeme:

$$e_e = \frac{M_S}{N} \tag{4.18}$$

unde: $M_s$- este momentul încovoietor din seism, iar
N- efortul axial total în secțiunea considerată, din încărcări gravitaționale cu valori corespunzătoare GS.

nsul de acțiune al seismului se consideră cel care împreună cu încărcările vitaționale, conduce la cea mai defavorabilă situație (excentricitatea maximă).

### 4.6 Excentricitatea totală

centricitatea totală rezultă prin însumarea tuturor excentricităților. În secțiunea sus a nivelului (sub centură) avem:

- pentru gruparea fundamentală a peretelui:

$$e=e_s+e_a\pm e_w\geq 0,05t \tag{4.19}$$

- pentru gruparea specială:

$$e=e_s+e_a\pm e_e\geq 0,05t \tag{4.20}$$

secțiunea inferioară a nivelului (deasupra centurii) în relațiile (4.19) și (4.20) centricitatea structurală ($e_s$) este nulă.

### 4.7 Rezistența la compresiune a pereților din ZNA și ZNA+AR

a cum s-a arătat, rezistența de proiectare la compresiune a pereților (efortul al capabil) se calculează pentru o fâșie verticală cu lățimea de 1m, sau egală cu mea spațiilor liberi.

ntru pereții din ZNA și ZNA+AR se pune condiția:

$$\frac{h_z}{t}=\frac{h_e-h_c}{t}\leq 12 \tag{4.21}$$

pentru pereții din ZC și ZC+AR

$$\frac{h_z}{t}=\frac{h_e-h_c}{t}\leq 15 \tag{4.22}$$

de: $h_z$ este înălțimea zidăriei pe un nivel;
$h_e$- este înălțimea nivelului (etajului);
$h_c$ este înălțimea centurii, iar
t grosimea peretelui.

relațiile (4.21) și (4.22) se pot obține înălțimile maxime admise în nivelurile espunzătoare grosimii minime a peretelui t=24cm:

- pentru ZNA și ZNA+AR:

$$h_{e\max}=288+h_c \tag{4.23}$$

- pentru ZC și ZC+AR:

$$h_{e\max} = 360 + h_c \tag{4.24}$$

Rezistenţa de proiectare a fâşiei se calculează cu relaţia:

$$N_{Rd} = \phi \cdot N_{Rd}^0 = \phi \cdot A \cdot f_{zd} \tag{4.25}$$

unde $N_{Rd}^0$ este rezistenţa de proiectare la compresiune centrică, $A$ - aria transversală a fâşiei, egală cu 100t ($cm^2$) sau 1t ($m^2$), $f_{zd}$ - rezistenţa unitară de proiectare a zidăriei la compresiune, iar $\phi$ este factorul de reducere.

Factorul de reducere $\phi$ se calculează în trei secţiuni:
- în secţiunea 2-2 (inferioară): $\phi_i$,
- în secţiunea 1-1 (superioară): $\phi_s$,
- la mijlocul înălţimi nivelului: $\phi_m$.

Din cele trei valori se consideră valoarea minimă.

Factorii $\phi_i$ şi $\phi_s$ iau în considerarea numai influenţa defavorabilă a excentricităţilor în secţiunile respective, iar factorul $\phi_m$ ia in considerare efectul defavorabil al excentricităţilor în secţiunea de mijloc a peretelui, plus efectul defavorabil al flambajului (zveltеţei). Obişnuit, $\phi_m$ se calculează la cota $2/3h_e$, deoarece excentricităţile sunt mai mari decât cele de la $h_e/2$.

Factorii de reducere se calculează astfel:

$$\Phi_i = 1 - 2\frac{e_{\inf}}{t} \tag{4.26}$$

$$\Phi_s = 1 - 2\frac{e_{\sup}}{t} \tag{4.27}$$

La cota $2/3h_e$, excentricitatea $e_m$ se calculează cu relaţia:

- pentru gruparea fundamentală:

$$e_m = \frac{2}{3}e_s + e_a + e_w \tag{4.28}$$

- pentru gruparea specială:

$$e_m = \frac{2}{3}e_s + e_a + e_e \tag{4.29}$$

Valoarea $2/3e_s$ din relaţiile (4.28) şi (4.29) rezultă din variaţia liniară a excentricităţii structurale (vezi fig. 4.10c). Valorile $e_w$ şi $e_e$ se calculează în secţiunea de la mijlocul înălţimii nivelului. Pentru zidăriile executate cu toate tipurile de elemente şi

mortare, cu toate rosturile umplute cu mortar, coeficientul de reducere $\phi_m$ va fi luat corespunzător valorilor maxime $h_e/t$ (tabelul 4.2).

*Tabelul 4.2 Coeficienții de reducere $\phi_m$*

| Tip zidărie | Zvelțeța $\frac{h_e}{t}$ | Excentricitatea relativă, $e_{mk}/t$ | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 0,05 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 | 0,30 |
| ZNA | 12 | 0,80 | 0,70 | 0,59 | 0,49 | 0,38 | 0,28 |
| ZC,ZIA | 15 | 0,75 | 0,64 | 0,53 | 0,42 | 0,32 | 0,22 |

Condiția de rezistență a fâșiei considerate în SLU se face cu relația:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \tag{4.30}$$

unde $N_{Ed}$ este efortul axial maxim de proiectare calculat în gruparea fundamentală sau specială a încărcărilor, iar $N_{Rd}$ este rezistența de proiectare la compresiune a fâșiei, calculată cu relația (4.25), în funcție de secțiunea la care se face verificarea.

În gruparea fundamentală avem eforturile axiale maxime, iar în gruparea specială, avem momentele încovoietoare maxime, astfel că verificările trebuie făcute pentru ambele grupări ale încărcărilor.

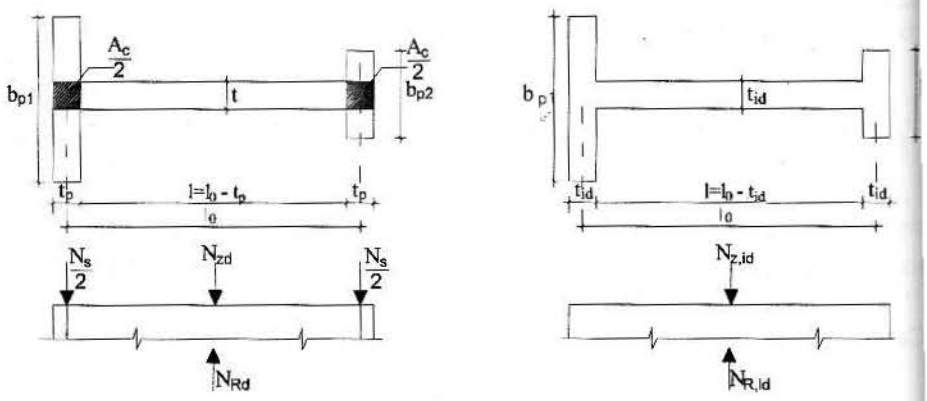
### 4.2.8 Rezistența la compresiune a pereților din ZC și ZC+AR

Ca și în cazul ZNA, rezistența la compresiune a pereților este rezistența la compresiune a unei fâșii de 1m, respectiv a unei fâși egale cu lățimea unui șpalet liber.

Rezistența de proiectare la compresiune a pereților din zidărie confinată și ZC+AR se calculează ca și pentru zidăria nearmată utilizând aceleași relații de calcul, dar în locul zidăriei cu stâlpișori se consideră o zidărie nearmată având aria ideală, respectiv o arie care include și stâlpișorii din beton armat.

Mărimea ariei ideale se stabilește din condiția ca secțiunea reală, formată din zidărie (cu aria $A_z$) și stâlpișorii din beton armat (cu aria $A_c$) să aibă aceeași rezistență de proiectare la compresiune cu aria ideală, formată numai din zidărie nearmată.

Considerăm peretele din figura 4.11a din zidărie cu doi stâlpișori, care este un perete plin sau un șpalet (partea plină dintre goluri).




a. b.

Fig. 4.11 Secțiunea reală a peretelui din ZC (a) și secțiunea echivalentă (ideală) (b).

Rezistența de proiectare ($N_{Rd}$) a peretelui se compune din suma rezistențelor de proiectare ale zidăriei și stâlpișorilor.

$$N_{Rd} = N_{zd} + N_{cd} + N_{ad} \tag{4.31}$$

$$N_{zd} = A_z \cdot f_{zd} \tag{4.32}$$

$$N_s = N_{cd} + N_{ad} \tag{4.32'}$$

$$N_{cd} = A_c \cdot f_{ca} \tag{4.33}$$

$$N_{ad} = A_a \cdot f_{ya} \tag{4.34}$$

unde $N_{zd}, N_{ca}$ și $N_{ad}$ sunt rezistențele de compresiune ale zidăriei (cu aria $A_z$), ale betonului si armăturilor din ambii stâlpișori (cu ariile $A_c$ și $A_a$), iar $f_{zd}$, $f_{cd}$, și $f_{yd}$ sunt rezistențele de proiectare ale zidăriei, betonului și armăturii.

Rezistența de proiectare a secțiunii ideale este:

$$N_{Rd,i} = A_{id} \cdot f_{zd} \tag{4.35}$$

Din egalitatea relațiilor (4.31) și (4.35) rezultă:

$$A_z \cdot f_{zd} + A_c \cdot f_{cd} + A_a \cdot f_{yd} = A_{id} \cdot f_{zd} \tag{4.36}$$

De unde rezultă expresia ariei ideale:

$$A_{id} = A_z + n_{c,ech} A_c + n_{a,ech} \cdot A_a \tag{4.37}$$

unde

$$n_{c,ech} = \frac{f_{cd}}{f_{zd}} \tag{4.38}$$

$$n_{a,ech} = \frac{f_{yd}}{f_{zd}} \tag{4.39}$$

sunt coeficienții de echivalență pentru beton și armătură.

În mod uzual nu se ține seama de armătura din stâlpișori, iar $n_{ech}$ este coeficientul de echivalență al betonului.

Din (4.37) rezultă:

$$A_{id} = A_z + n_{ech} A_c = A_{br} + (n_{ech} - 1) A_c \tag{4.40}$$

În calcule avem nevoie de grosimea ideală. Considerând (pentru simplificare) grosimea inimii egală cu grosimea tălpilor (situație frecventă la zidăriile actuale), rezultă (Fig. 4.11b):

$$A_{id} = (l_0 - t_{id} + b_{p1} + b_{p2}) \cdot t_{id} \tag{4.41}$$

considerând,

$$l_0 - t_{id} \cong l_0 - t_p = l \tag{4.42}$$

rezultă:

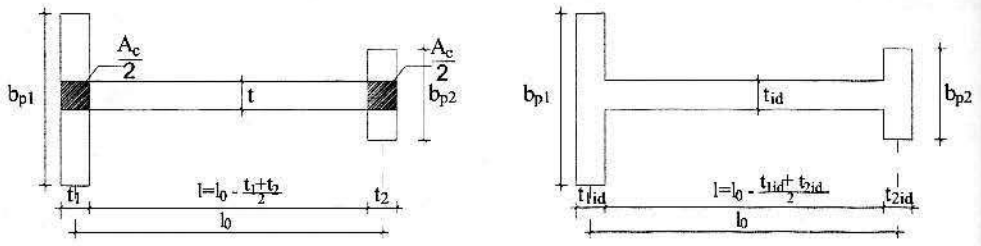
$$A_{id} = (l_0 + b_{p1} + b_{p2}) \cdot t_{id} \tag{4.43}$$

respectiv grosimea ideală:

$$t_{id} = \frac{A_{id}}{l + b_{p1} + b_{p2}} = \frac{A_z + n_{ech} \cdot A_c}{l + b_{p1} + b_{p2}} \tag{4.44}$$

În relația (4.38), pentru calculul rezistențelor de proiectare ale betonului și a zidăriei, coeficientul condițiilor de lucru pentru beton este $m_b$=0,75, iar pentru zidărie $m_z$ se va lua de la capitolul 1.

În cazul în care tălpile și inima au grosimi diferite, grosimea ideală a inimii se poate determina astfel (Fig. 4.12).




a. b.

Fig. 4.12 Stabilirea ariei ideale în cazul în care tălpile și inima au grosimi diferite

Valoarea ariei ideale se stabilește pe baza datelor geometrice din figura 4.14a, utilizînd relația (4.40).

Pe baza datelor geometrice din figura 4.12b și considerând că:

$$l = l_0 - \frac{t_{1id} + t_{2id}}{2} \cong l_0 - \frac{t_1 + t_2}{2} \tag{4.45}$$

rezultă:

$$A_{id} = l \cdot t_{id} + b_{p1} \cdot t_{1id} + b_{p2} \cdot t_{2id} \tag{4.46}$$

$$A_{id} = t_{id}(l + b_{p1}\frac{t_{1id}}{t_{id}} + b_{p2}\frac{t_{2id}}{t_{id}}) \tag{4.47}$$

considerând că rapoartele grosimilor ideale sunt egale cu rapoartele grosimilor reale, din (4.47) rezultă:

$$A_{id} = t_{id}(l + b_{p1}\frac{t_1}{t} + b_{p2}\frac{t_2}{t}) \tag{4.48}$$

Ținând seama de (4.40), din (4.48) rezultă:

$$t_{id} = \frac{A_z + n_{ech} \cdot A_c}{l + b_{p1}\frac{t_1}{t} + b_{p2}\frac{t_2}{t}} \tag{4.49}$$

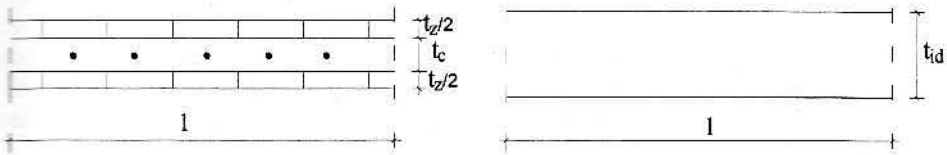
$N_{Rd}$ pentru zidăria confinată se determină cu relația (4.25), unde în loc de $t$ se introduce $t_{id}$.

În mod similar se pot determina și grosimile ideale ale tălpilor, în cazul în care fâșia de perete cu lățimea de 1 m este în talpă.

### 4.2.9 Rezistența la compresiune a pereților cu inimă armată (ZIA)

Rezistența de proiectare la compresiune a pereților din ZIA se determină cu relațiile utilizate pentru ZNA, însă utilizând grosimea ideală a pereților. Contribuția

armăturii din inima armată se va neglija. Grosimea echivalentă se poate stabili pentru un perete întreg (şpalet) sau, mai simplu, numai pe fâşia de 1 metru (Fig.4.13).




a. b.

Fig. 4.13 Aria reală (a) şi ideală (b) la un perete din ZIA

Considerând dimensiunile în centimetri, rezultă:

$$100(2\frac{t_z}{2}+n_{ech}t_c)=100t_{ech} \tag{4.50}$$

$$t_{ech}=t_z+n_{ech}t_c \tag{4.51}$$

## 4.3. CALCULUL PEREȚILOR DIN ZIDĂRIE LA COMPRESIUNE ŞI ÎNCOVOIERE ÎN PLANUL PEREȚILOR

### 4.3.1. Caracteristicile geometrice ale pereților:

Caracteristicile geometrice ale pereților din zidărie, sunt valori referitoare la:
- lungimea şi grosimea pereților;
- înălțimea unui nivel şi al întregului perete;
- lungimea inimii şi a tălpilor;
- poziția centrului de greutate;
- ariile inimilor şi a tălpilor;
- momentele de inerție.

Unele din caracteristicile geometrice rezultă din planşele de arhitectură, iar altele se calculează.

#### 4.3.1.1. Lungimea tălpilor

La clădiri obişnuite, încărcarea orizontală din vânt sau seism se consideră că acționează succesiv după cele două direcții principale ale clădirii (transversală şi longitudinală), fiind preluată de pereții paraleli cu încărcarea. Când încărcarea orizontală acționează pe direcția transversală a clădirii este preluată de pereții transversali, respectiv de pereții longitudinali, dacă încărcarea este pe direcția longitudinală. Întrucât la intersecții se asigură conlucrarea pereților de pe cele două

direcții, la preluarea încărcării participă - pe o anumită distanță, - și pereții de pe cealaltă direcție, care reprezintă tălpile pereților.
De exemplu, în figura 4.14 seismul acționează pe direcția transversală, fiind preluat de pereții transversali și de porțiuni ale pereților longitudinali (tălpi).

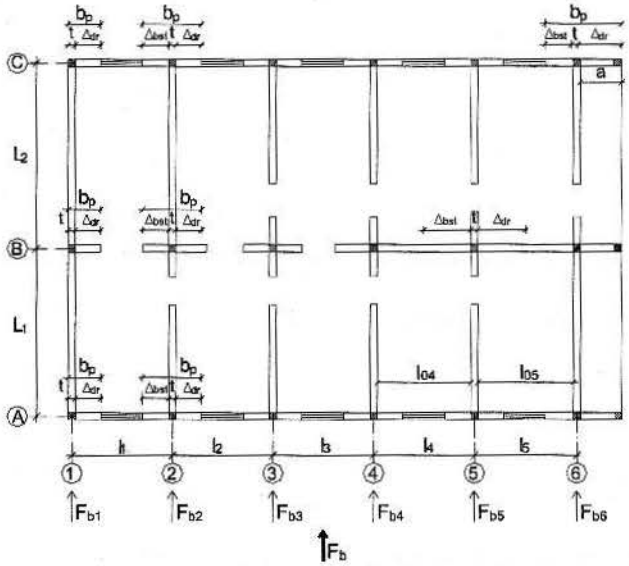



Fig.4.14 Acțiunea seismului pe direcția transversală a clădirii

Lungimea tălpilor active a diafragmelor, pe fiecare direcție a clădirii se consideră astfel:

- *în cazul diafragmelor marginale:*

$$b_p = t + \Delta b_{dr} \text{ sau } b_p = t + \Delta b_{st} \tag{4.52}$$

- în cazul diafragmelor centrale:

$$b_p = \Delta b_{st} + t + \Delta b_{dr} \tag{4.53}$$

unde:

$\Delta b_{st}, \Delta b_{dr}$ reprezintă lungimea activă a tălpilor diafragmelor din stânga și dreapta peretelui;
$t$ - grosimea inimii.

Lungimea tălpilor active $\Delta_{bst}$, respectiv $\Delta_{bdr}$ de fiecare parte a inimii, va fi cea mai mică din valorile:

- $6t$, $t_p$- grosimea tălpii;
- distanța până la primul gol de fereastră sau de ușă;
- $l_0/2$, dacă nu sunt goluri.

### 4.3.1.2. Aria pereților, centrele de greutate și momentele de inerție

Pentru fiecare montant (șpalet), format din inimă (paralelă cu direcția încărcării orizontale) și tălpi, se calculează: aria (egală cu aria inimii plus aria tălpilor), aria activă la forța tăietoare (egală cu aria inimii), poziția centrului de greutate și momentele de inerție. Aceste caracteristici se determină pentru fiecare montant, indiferent dacă sunt cuplați sau necuplați. În cazul pereților din ZC, ZC+AR și ZIA, aceste caracteristici se referă la secțiunea echivalentă (Fig.4.15).

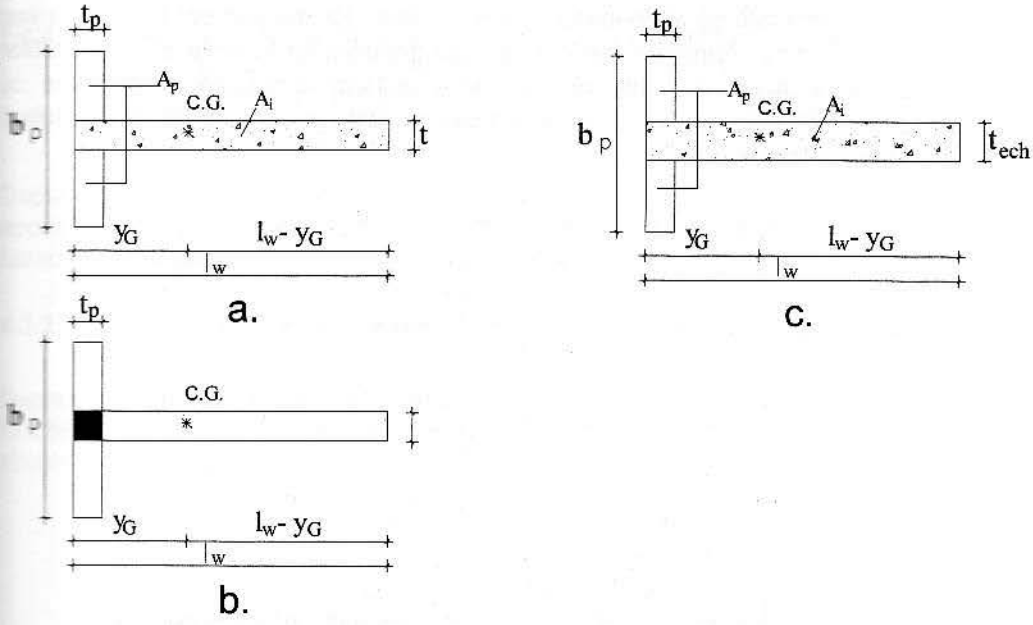



Fig.4.15 Arii la pereți izolați sau cuplați:
a - din zidărie simplă ZS ( ZNA, ZNA+AR); b.c – din ZC și ZC+AR
( b – aria reală, c – aria echivalentă); d.e – din ZIA ( d – aria reală, e – aria ideală),
G – centrul de greutate al montantului

Poziția centrului de greutate în raport cu un capăt al peretelui ($y_G$) se determină cu relația:

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{A_p \cdot \frac{t_p}{2} + A_i \cdot \frac{l}{2}}{A_p + A_i} \qquad (4.54)$$

Momentul de inerție față de o axă ce trece prin G:

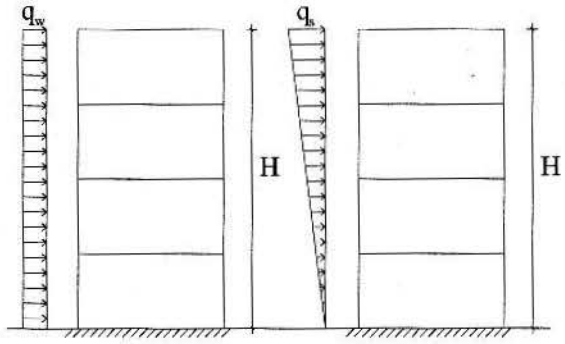
$$I = \sum Ii + \sum A_i \cdot C_i^2 = \frac{b_p \cdot t_p^3}{12} + \frac{t \cdot l^3}{12} + A_t \cdot (y_G - \frac{t_p}{2})^2 + A_i \cdot (\frac{l}{2} - y_G)^2 \qquad (4.55)$$

unde semnificația notațiilor rezultă din figura 4.15

În cazul montantului cu stâlpișor, se calculează aria echivalentă, poziția centrului de greutate și momentul de inerție al ariei echivalente, cu relațile (4.74)-(4.79).

### 4.3.2 Deplasările laterale și rigiditatea pereților

Din punct de vedere static, pereții sunt console verticale încastrate la cota zero. Încărcările orizontale ce acționează pereții în planul lor median pot fi din vânt sau din seism. În mod simplificat, pentru calculul deplasărilor laterale și a rigidităților pereților, încărcarea din vânt se consideră uniform distribuită pe înălțime cu valoarea $q_w$ (Fig. 4.16a), iar cea din seism se consideră cu o distribuție triunghiulară cu valoarea $q_s$ (Fig.4.16b).



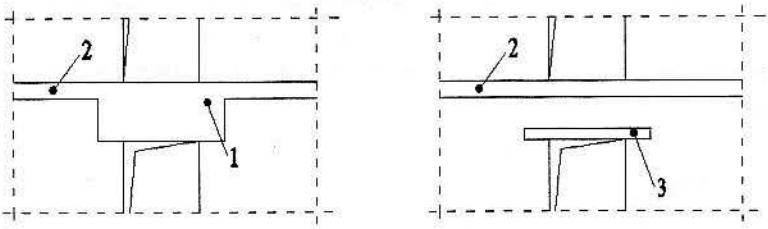

a. b.

Fig. 4.16 Încărcarea din vânt (a) și din seism (b) în planul peretelui.

Se va ține seama că încărcările din vânt și seism nu acționează simultan. Încărcarea din vânt se consideră în gruparea fundamentală a încărcărilor, iar cea din seism în gruparea specială.

În cazul pereților necuplați, deplasările laterale pot fi calculate cu relațiile din statica construcțiilor pentru console, sub acțiunea încărcărilor din vânt sau seism.

În cazul pereților cuplați, buiandrugii participă la preluarea încărcărilor orizontale, având ca efect micșorarea deplasărilor laterale și creșterea rigidității. Dacă se neglijează efectul buiandrugilor, atunci fiecare montant se consideră un perete necuplat. Se menționează că efectul buiandrugilor asupra deplasărilor și rigidităților pereților cuplați este mai mare dacă există centuri-buiandrugi în comparație cu situația în care buiandrugii și centurile sunt elemente separate (Fig.4.17).



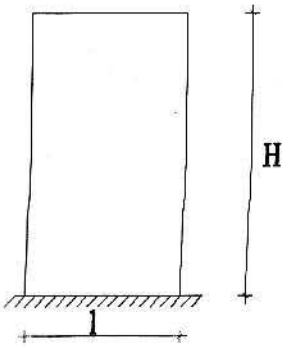

a. b.

.17 Alcătuirea buiandrugilor: a – dintr-un singur element ( centură-buiandrug);
b – din elemente separate (centură și buiandrug);
1 – centură-buiandrug; 2 – centură; 3 – buiandrug;

lasările laterale și rigiditățile pereților necuplați (plini sau la care se neglijează tul buiandrugilor) și cuplați se determină în cazul pereților monotoni, care au cteristicile geometrice și de rigiditate constante pe toată înălțimea clădirii.

### 2.1. Cazul în care se neglijează efectul buiandrugilor (pereți necuplați)

lasarea laterală rezultă, în general, din solicitările de încovoiere și forfecare. În ție de raportul dintre înălțimea și lungimea în plan a montantului *(H/l)* avem ații:




*H/l<2* – deformațiile din forfecare sunt predominante, cele din încovoiere putând fi neglijate;

*2 ≤ H/l ≤ 5* - sunt importante atât deformațiile din forfecare, cât și cele din încovoiere;

*H/l>5* – deformațiile din încovoiere sunt predominante, cele din forfecare putând fi neglijate.

.18 Perete din zidărie necuplat

mea peretelui/montantului (*H*) este înălțimea lui totală, egală cu înălțimea rii. Rezultă că încadrarea raportului *H/l* în limitele arătate mai sus, depinde de ia golurilor în plan, cât și de numărul de niveluri. Rezultă că în cazul unei ri obișnuite, pereții plini de la capete (frontoane), vor avea *H/l < 2*, iar la anții de la pereții intermediari raportul *H/l* poate fi cuprins între 2 și 5, respectiv nare decât 5.

#### 4.3.2.1.1. Deplasarea laterală și rigiditatea la pereți scurți ($H/l < 2$)

Se neglijează deplasarea din încovoiere, iar cea din forfecare se determină relația Mohr – Maxwel:

$$\Delta = \int \frac{V(x) \cdot v(x)}{GA_i} \cdot dx \qquad (4.56$$

unde:

$V(x)$ este forța tăietoare produsă de încărcarea orizontală;
$v(x)$ – forța tăietoare din încărcarea unitară orizontală aplicată la niv unde calculăm deplasarea;
G – modulul de elasticitate transversal al zidăriei;
$A_i$ – aria inimii (activă la forța tăietoare).

În cazul acțiunii din vânt, din relația (4.56) rezultă expresia deplasării la nivelul $x$:

$$\Delta_w(x) = \beta_w(x) \frac{q_w \cdot H^2}{GA_i} \qquad (4.57$$

În mod similar pentru acțiunea din seism rezultă:

$$\Delta_s(x) = \beta_s(x) \frac{q_s \cdot H^2}{GA_i} \qquad (4.58$$

Rigiditățile la vânt ($k_w$) sau seism ($k_s$) sunt egale cu încărcările care pro deplasări unitare. Rezultă:

$$k_{w(x)} = \frac{G \cdot A_i}{\beta_w(x) \cdot H^2} \qquad (4.5$$

$$k_{s(x)} = \frac{G \cdot A_i}{\beta_s(x) \cdot H^2} \qquad (4.6$$

Coeficienții $\beta_{w(x)}$ și $\beta_{s(x)}$, din relațiile (4.57) - (4.60) depind de tipul încărc orizontale și se pot calcula pentru diverse niveluri, cum ar fi: ultimul nivel ($x = H$ nivelul rezultantei încărcării orizontale ($x = 0.5H$ pentru vânt, $x = 0.7H$ pe seism), sau la nivelul caracteristic (cel mai apropiat nivel față de $x = 0.8H$).

### 4.3.2.1.2. Deplasarea laterală și rigiditatea la pereți cu raportul H/l = 2...5

În acest caz se ține seama de efectele încovoierii și forfecării. Aplicând relația Mohr-Maxwel, rezultă:

$$\Delta = \int_0^x \frac{M(x)\cdot m(x)}{EI} + \int_0^x \frac{V(x)\cdot v(x)}{GA_i} \qquad (4.61)$$

unde:

$M(x)$ și $m(x)$ sunt momentele încovoietoare din acțiuni orizontale, respectiv din încărcarea orizontală unitară aplicată la cota unde se calculează deplasarea;

$EI$ modulul de elasticitate, respectiv momentul de inerție al secțiunii în raport cu axa principală a secțiunii perpendiculară pe inimă (sau pe direcția încărcării).

Celelalte notații sunt identice cu cele din relația (4.62).

Din relația (4.61) rezultă expresia deplasării din vânt $\Delta_{w(X)}$ sau seism $\Delta_{s(X)}$ la cota $x$:

- din acțiunea vântului:

$$\Delta_w(x) = \alpha_w(x)\frac{q_w \cdot H^4}{EI} + \beta_w(x)\frac{q_w \cdot H^2}{GA_i} \qquad (4.62)$$

- din acțiunea seismului:

$$\Delta_s(x) = \alpha_s(x)\frac{q_s \cdot H^4}{EI} + \beta_s(x)\frac{q_s \cdot H^2}{GA_i} \qquad (4.63)$$

unde:

$\alpha_w(x)$, $\alpha_s(x)$, $\beta_s(x)$, $\beta_w(x)$ sunt coeficienți adimensionali, care depind de tipul încărcării.

Relațiile (4.62) și (4.63) pot fi scrise și sub forma:

$$\Delta(x) = \alpha(x)\frac{qH^4}{EI}\cdot\left[1+\upsilon(x)\cdot\frac{I}{A_i H^2}\right] \qquad (4.64)$$

unde:

$$\upsilon(x) = \frac{\beta(x)}{0{,}4\alpha(x)} \qquad (4.65)$$

deoarece G=0,4E.

În relațiile (4.64) și (4.65), precum și în unele din relațiile care urmează, prin $q$ se înțelege încărcarea din vânt ($q_w$) sau din seism ($q_s$) (după caz), iar coeficienții $\alpha(x)$,

$\beta(x)$ și $\upsilon(x)$, corespund încărcării din vânt $\alpha_w(x)$, $\beta_w(x)$ și $\upsilon_w(x)$ respectiv încărcării din seism $\alpha_s(x)$, $\beta_s(x)$ și $\upsilon_s(x)$ după caz.
Deplasarea laterală poate fi scrisă și cu relația:

$$\Delta(x) = \alpha(x)\frac{q \cdot H^4}{EI_e} \tag{4.66}$$

unde $I_e$ este momentul de inerție echivalent care ține seama atât de deplasarea din încovoiere, cât și de cea din forfecare. Momentul de inerție echivalent pentru acțiunea vântului este ($I_{ew}$) iar pentru acțiunea seismului ($I_{es}$).
Din egalitatea relațiilor (4.64) și (4.66) rezultă:

$$I_{e(x)} = \frac{I}{1+\upsilon(x)\dfrac{I}{A_i H^2}} \tag{4.67}$$

Rigiditatea laterală este încărcarea care produce o deplasare laterală unitară. Din (4.66) și ținând seama de (4.67) rezultă:

$$k_{(x)} = \frac{EI_{e(x)}}{\alpha(x)H^4} = \frac{EI}{\alpha(x)(1+\upsilon(x)\dfrac{I}{A_i H^2})H^4} \tag{4.68}$$

Evident că avem o rigiditate corespunzătoare acțiunii vântului ($k_{w(x)}$), respectiv corespunzătoare acțiunii seismice ($k_{s(x)}$).
Din relația (4.68) se constată că rigiditatea depinde de înălțimea nivelului la care se calculează, valorile minime fiind la partea superioară a clădirii ($x=H$).
În aplicații este necesar să exprimăm momentul de inerție echivalent, respectiv rigiditatea, la un anumit nivel, care poate fi ultimul nivel ($x=H$), nivelul caracteristic (cel mai apropiat nivel de cota $x=0.8H$), în locul de acțiune a rezultantei încărcării ($x = 0.5H$ pentru vânt, respectiv $x=0.7H$ pentru seism).
În tabelul 4.3 se dau valorile coeficienților $\alpha$, $\beta$ și $\upsilon$ la cotele menționate mai sus.

*Tab.4.3 Coeficienții $\alpha$, $\beta$ și $\upsilon$ la diverse niveluri*

| Număr de niveluri al clădirii | $\xi = \frac{x}{H}$ | Încărcarea din vânt | | | Încărcarea din seism | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $\alpha_w$ | $\beta_w$ | $\upsilon_w$ | $\alpha_w$ | $\beta_w$ | $\upsilon_w$ |
| Indiferent de numărul de niveluri | *1.00* | 0.125 | 0.500 | 10.00 | 0.092 | 0.667 | 18.18 |
| | *0.50* | 0.044 | 0.375 | 21.18 | - | - | - |
| | *0.70* | - | - | - | 0.055 | 0.586 | 26.87 |
| | *0.80* | 0.092 | 0.480 | 13,08 | 0.067 | 0.629 | 23.58 |

La nivelul caracteristic

| Număr niveluri | Poziția nivelul caracteristic | | $\alpha_w$ | $\beta_w$ | $\upsilon_w$ | $\alpha_w$ | $\beta_w$ | $\upsilon_w$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1 | 1.00 | 0.125 | 0.500 | 10.00 | 0.092 | 0.667 | 18.18 |
| 2 | 2 | | | | | | | |
| 3 | 3 | 0.667 | 0.070 | 0.444 | 15.88 | 0.050 | 0.568 | 28.12 |
| 4 | 4 | 0.75 | 0.083 | 0.469 | 14.04 | 0.060 | 0.609 | 25.15 |
| 5 | 5 | 0.80 | 0.092 | 0.480 | 13.08 | 0.067 | 0.629 | 23.58 |

#### 4.3.2.1.3 Deplasarea laterală și rigiditatea la pereți cu raportul H/l>5

În acest caz se neglijează deformația din forfecare, iar cea din încovoiere este:

$$\Delta = \int \frac{M_w(x) \cdot m(x)}{EI} dx \tag{4.69}$$

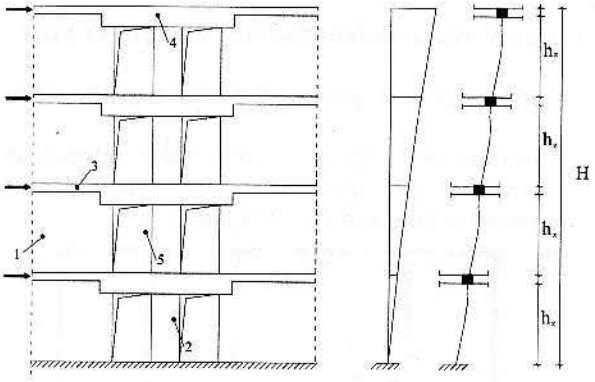
La nivelul $x$ deasupra nivelului de încastrare rezultă deplasarea $\Delta(x)$ și rigiditatea $k(x)$:

$$\Delta(x) = \alpha(x) \frac{qH^4}{EI} \tag{4.70}$$

$$k(x) = \frac{EI}{\alpha(x) H^4} \tag{4.71}$$

În relațiile (4.70)-(4.71) coeficienții $\alpha(x)$ sunt $\alpha_s(x)$ pentru seism, respectiv $\alpha_w(x)$ pentru vânt. În mod similar rigiditatea la acțiunea vântului este $k_w(x)$ respectiv la acțiunea seismului $k_s(x)$.

În comentariile codului CR6-2006 se face diferențiere între montanți și spaleți. Montanții sunt plinurile dintre șirurile de goluri care, datorită lungimilor relativ mari în plan, se consideră console verticale pe toată înălțimea clădirii, fiind legați prin buiandrugi, în timp ce spaleții sunt plinurile mici fixate la ambele capete, cum sunt plinurile cu lungime relativ mică în plan, cuprinse între centuri-buiandrugi (Fig. 4.19).




a. b. c.

Fig. 4.19 Definirea montanților și spaleților
a- perete cu goluri, b- deformata montanților, c- deformata spaletului,
1-montant, 2-spalet, 3- centură, 4- centură-buiandrug, 5- golu de ușă

Totodată se determină deplasările și rigiditățile în mod simplu, din acțiunea unei singure încărcări concentrate aplicată la ultimul nivel, având expresia:

- pentru montant:

$$k = \frac{1}{\frac{H^3}{3E_z \cdot I} + k\frac{H}{G_z \cdot A_i}} \qquad (4.7$$

- pentru șpalet:

$$k = \frac{1}{n \cdot \left(\frac{h_z^3}{12E_z \cdot I_z} + k\frac{h_z}{G_z \cdot A_i}\right)} \qquad (4.7$$

În relațiile (4.72)-(4.73) s-au utilizat notațiile:
$E_z$, $G_z$ –modulul de elasticitate longitudinal și transversal al zidăriei;
$A_f$- aria inimii;
$k$- coeficient de formă ($k=1,2$ pentru secțiuni dreptunghiulare, $k=2...2,5$ pent secțiuni în formă de I);
$h_z$ –înălțimea zidăriei pe nivel (între centuri-buiandrugi);
$H$- înălțimea clădirii;
$n$- numărul de niveluri.

În relația (4.72) nu se ia în considerare contribuția buiandrugilor, iar în (4.73) s consideră că buiandrugii sunt încastrați perfect la nivelul buiandrugilor.

### 4.3.2.2.Considerarea aportului buiandrugilor la pereți cuplați

Pe baza planului de arhitectură se determină pereții cuplați, având goluri prevăzut cu buiandrugi.
Buiandrugii preiau eforturi din acțiunea încărcărilor orizontale (forțe tăietoar momente încovoietoare), având un rol important la micșorarea momentel încovoietoare din montanți și creșterea rigidității pereților.

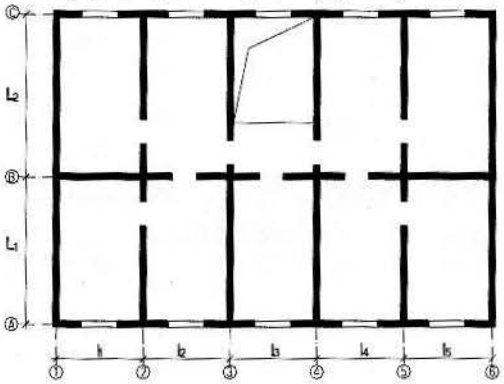



Fig. 4.20 Clădire cu pereți plini și cuplați

În figura 4.20, pe direcția transversală există doi pereți plini (necuplați) în axele 1 și 6; doi pereți alcătuiți din trei montanți cuplați (cu două șiruri verticale de goluri) în axele 2 și 5; doi pereți alcătuiți din doi montanți cuplați (cu un șir vertical de goluri) în axele 3 și 4.
Pe direcția longitudinală pereții marginali sunt alcătuiți din șase montanți cuplați, iar cel intermediar din patru montanți.

#### 4.3.2.2.1 Caracteristicile pereților cuplați

Se consideră un perete cuplat cu două șiruri verticale de goluri (Fig. 4.21).
Din planul de arhitectură se cunosc lungimile și grosimile montanților. Se stabilesc lungimile tălpilor de conlucrare și apoi, pentru fiecare montant, se determină ariile, poziția centrelor de greutate, momentele de inerție și rigiditățiile. Apoi se determină poziția centrului de greutate global și momentul de inerție global (al întregului perete alcătuit din montanți cuplați).

In cazul zidăriei cu stâlpișori din beton armat, aceste caracteristici se determină pentru secțiunea echivalentă.

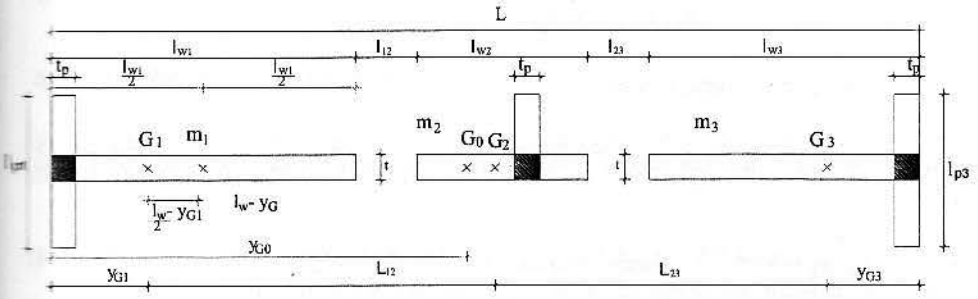



Fig. 4.21 Caracteristicile geometrice ale pereților

De exemplu, pentru montantul *m1*, avem:

- aria echivalentă:

$$A_{m1} = t \cdot l_{w1} + t_p \cdot (l_{p_1} - t) + (n_{ech} - 1) \cdot t \cdot t_p \qquad (4.74)$$

- aria echivalentă a inimii:

$$A_{v1} = t \cdot l_{w1} + (n_{ech} - 1) \cdot t \cdot t_p \qquad (4.75)$$

- poziția centrului de greutate al secțiunii echivalente:

$$y_{G1} = \frac{t \cdot l_{w1} \cdot \frac{l_{w1}}{2} + t_p \cdot (l_{p1} - t) \cdot \frac{t_p}{2} + (n_{ech} - 1) \cdot t \cdot t_p \cdot \frac{t_p}{2}}{A_{m1}} \tag{4.76}$$

- momentul de inerție al secțiunii ideale:

$$I_{m1} = \frac{t \cdot l_{w1}^3}{12} + \frac{(l_{p1} - t) \cdot t_p^3}{12} + t \cdot l_{w1} \cdot \left(\frac{l_w}{2} - y_{G1}\right)^2 + t_p \cdot (l_{p1} - t)\left(y_{G1} - \frac{t_p}{2}\right)^2 +$$

$$+ (n_{ech} - 1) \cdot t \cdot t_p \left(y_{G1} - \frac{t_p}{2}\right)^2 \tag{4.77}$$

In mod identic se procedeează pentru ceilalți montanți.
Pentru întreg peretele avem:

- poziția centrului de greutate al secțiunii echivalente:

$$y_0 = \frac{A_{m1} \cdot y_{G1} + A_{m2} \cdot (y_{G1} + L_{12}) + A_{m3} \cdot (L - y_{G3})}{A_{m1} + A_{m2} + A_{m3}} \tag{4.78}$$

- momentul de inerție global:

$$I_o = I_{m1} + I_{m2} + I_{m3} + A_{m1} \cdot (y_0 - y_{G1})^2 + A_{m2} \cdot (y_{G1} + L_{12} - y_0)^2 + A_{m3} \cdot (L - y_{G3} - y_0)^2 \tag{4.79}$$

Valorile $y_0$ și $I_0$ din (4.78) și (4.79) sunt pentru secțiunea echivalentă, întrucât mărimile utilizate sunt pentru secțiunile echivalente ale montanților.
Riglele din figura (4.21) au lungimile deformabile $l_{12}$ și $l_{23}$, respectiv lungimile totale $L_{12}$ și $L_{23}$, cuprinse între centrele de greutate ale montanților adiacenți. Pentru fiecare riglă se determină aria, poziția centrului de rigiditate, momentul de inerție și rigiditatea (Fig. 4.22).

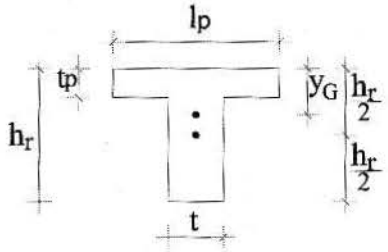



Fig. 4.22 Secțiune prin riglă

- aria riglei:

$$A_r = t \cdot h_r + t_p \cdot (l_p - t) \tag{4.80}$$

- aria inimii (activă la forța tăietoare):

$$A_v = t \cdot h_r \tag{4.81}$$

- poziția centrului de greutate:

$$y_G = \frac{t \cdot h_r \cdot \frac{h_r}{2} + t_p \cdot (l_p - t) \cdot \frac{t_p}{2}}{A_r} \tag{4.82}$$

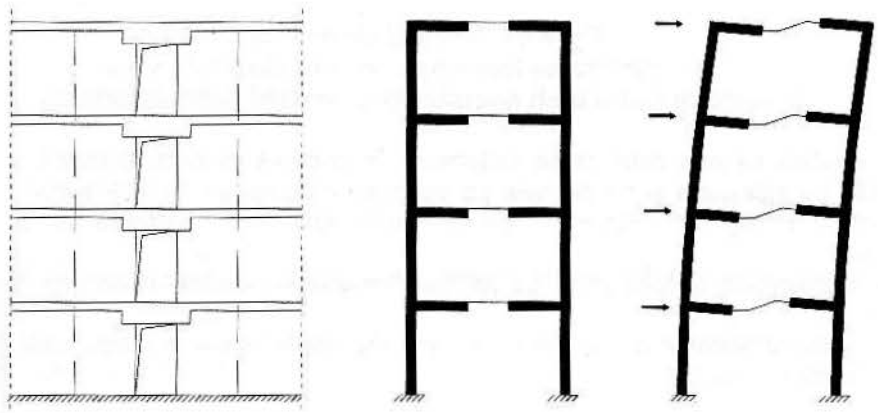
- momentul de inerție:

$$I_r = \frac{t \cdot h_r^3}{12} + \frac{(l_p - t) \cdot t_p^3}{12} + t \cdot h_r \cdot \left(\frac{h_r}{2} - y_G\right)^2 + t_p \cdot (l_p - t) \cdot \left(y_G - \frac{t_p}{2}\right)^2 \tag{4.83}$$

- rigiditatea ($k_r$), relația fiind stabilită în paragraful următor.

#### 4.3.2.2.2 Rigiditatea pereților cuplați

In calculul static pereții cuplați se asimilează prin cadre. Stâlpii sunt montanții din zidărie, iar riglele sunt buiandrugii (centuri-buiandrugi) din beton armat (Fig. 4.23).



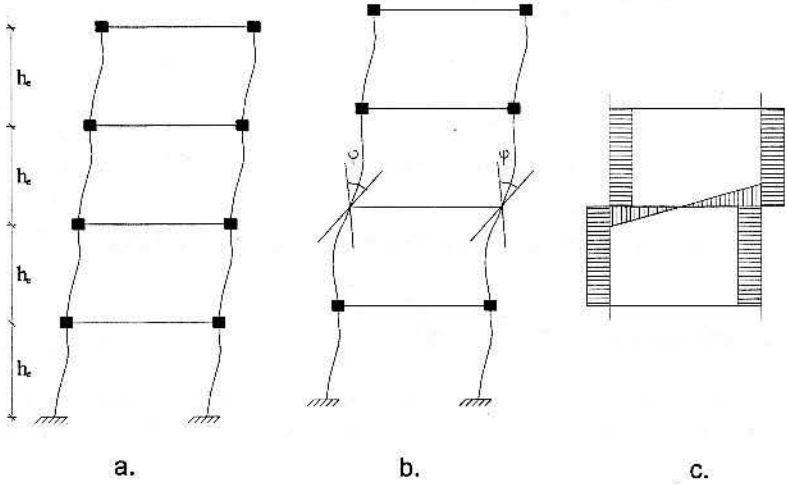
a. b. c.

Fig. 4.23 Asimilarea pereților cuplați prin cadre
a-perete cuplat, b-cadrul asimilat, c-deformata cadrului din acțiuni orizontale

Rigiditatea cadrului depinde atât de rigiditatea stâlpilor, cât şi a riglelor.
Se constată că riglele sunt deformabile numai pe lungimea golului.

**a.) Noţiunea de distorsiune**

Se poate considera că deformata cadrului sub acțiuni orizontale se produce astfe deplasarea laterală cu nodurile blocate la rotire, la care se adaugă apoi deplasare nodurilor din rotire.
Rotirea unui nod când deplasarea sa laterală este liberă, se numește distorsiune. Distorsiunile variază pe înălțimea clădirii, dar la un nivel se consideră (în mo simplificat) că toate nodurile de la nivelul respectiv au aceeași distorsiune.
În figura 4.24 se prezintă distorsiunea la un nivel curent pentru un cadru obişnu (la care rigla este cu secţiune constantă) şi momentele ce rezultă din distorsiune.




a. b. c.

Fig. 4.24 Definirea distorsiunii
a- deplasarea laterală cu nodurile blocate la rotire,
b - distorsiunea φ la un nivel curent, c - momente din distorsiune

Se constată că prin deblocarea distorsiunii în nodurile respective stâlpii prezin puncte de inflexiune şi momentele pe stâlpi sunt egale, iar în rigle variază linia Forţele tăietoare din distorsiuni apar numai în rigle, fiind constante pe lungime riglelor.
Prin deblocarea distorsiunilor de la toate nivelurile rezultă deformata finală cadrului.
In situaţia cu nodurile blocate la rotire apar momente numai în stâlpi, unde rigle ca şi nodurile, nu se rotesc.

**b.) Rigiditatea la distorsiune a unui montant**

In situaţia din figura 4.24b, distorsiunea φ se determină cu relaţia Mohr-Maxwe (Fig. 4.25a) :

$$\varphi = \int \frac{M \cdot m}{E_m \cdot I_m} = \frac{M \cdot h_e}{E_m \cdot I_m} \tag{4.84}$$

Rigiditatea la distorsiune a montantului ($k_m$) este momentul care produce o distorsiune unitară. Rezultă:

$$k_m = \frac{E_m \cdot I_m}{h_e} \tag{4.85}$$

Unde $E_m$ şi $I_m$ reprezintă modulul de elasticitate şi momentul de inerţie al montantului din zidărie.

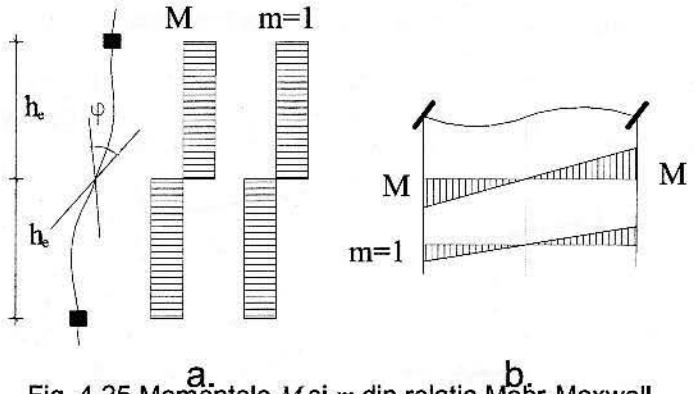



Fig. 4.25 Momentele $M$ şi $m$ din relaţia Mohr-Maxwell
a pentru stâlp, b pentru riglă

**c) Rigiditatea la distorsiune a unei rigle**

Se determină tot cu relaţia Mohr-Maxwell (Fig. 4.25b).

$$\varphi = \int \frac{M \cdot m}{E_r \cdot I_r} = \frac{M \cdot L}{6 \cdot E_r \cdot I_r} \tag{4.86}$$

Unde $E_r$ şi $I_r$ reprezintă modulul de elasticitate şi momentul de inerţie al riglei din beton armat.
Rigiditatea la distorsiune a riglei ($k_r$) este momentul încovoietor care produce o rotire unitară. Rezultă:

$$k_r = \frac{6 \cdot E_r \cdot I_r}{L} \tag{4.87}$$

Relaţiile (4.85) şi (4.86) s-au determinat pentru un cadru obişnuit, având stâlpii şi riglele cu secţiunea constantă. In cazul cadrelor care asimilează pereţi cuplaţi, relaţia (4.85) rămâne valabilă, însă în cazul riglelor trebuie introduse două corecţii:

- prima corecţie, pentru a lua în considerare faptul că numai porţiunea din dreptul golului este deformabilă, celelalte două porţiuni ale riglelor, cuprinse între marginile golului şi axele montanţilor adiacenţi având o rigiditate foarte mare, practic infinită
- a doua corecţie ţine seama de deformaţiile de forfecare (produse de forţa tăietoare) din rigle întrucât, spre deosebire de riglele cadrelor obişnuite, riglele pereţilor cuplaţi sunt scurte şi înalte (raportul între lungimea şi înălţimea riglei este mic) astfel că deformaţiile din forfecare sunt foarte importante.

**d) Considerarea faptului că numai porţiunea riglei din dreptul golului este deformabilă**

în figura 4.26 se prezintă deformata din încovoiere a riglei la un perete cuplat, la care numai porţiunea *l* (din dreptul golului) este deformabilă.

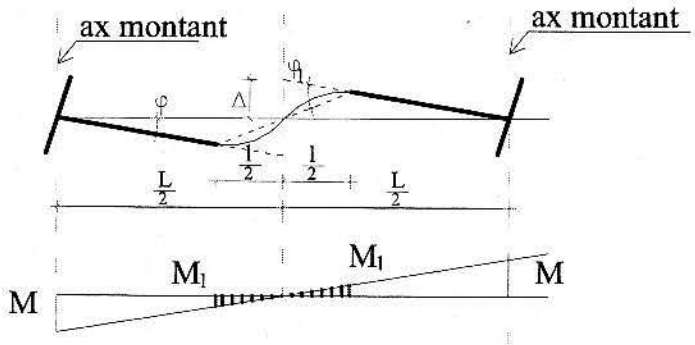



Fig. 4.26 Deformata din încovoierea riglei la un perete cuplat

Pe porțiunea deformabilă, relația (4.87) este următoarea:

$$\varphi_1 = \frac{M_1 \cdot l}{6 \cdot E_r \cdot Ir} \tag{4.88}$$

Din figura 4.27 rezultă:

$$\Delta = \varphi_1 \frac{l}{2} = \varphi \frac{L}{2} \tag{4.89}$$

$$\varphi_1 = \varphi \frac{L}{l} \tag{4.90}$$

$$M_1 = M \frac{l}{L} \tag{4.91}$$

Înlocuind (4.90) și (4.91) în relația (4.88) rezultă :

$$\varphi = \frac{M \cdot l^3}{6E_r \cdot I_r \cdot L^2} = \frac{M \cdot L}{6E_r \cdot I_r} \cdot \left(\frac{l}{L}\right)^3 \tag{4.92}$$

Rigiditatea riglei este egală cu momentul care produce rotirea unitară. Rezultă :

$$k_r = \frac{6 \cdot E_r \cdot I_r}{L} \cdot \left(\frac{L}{l}\right)^3 \tag{4.93}$$

Se constată că relația (4.93) exprimă rigiditatea riglei în funcție de lungimea sa totală ($L$), corectată cu raportul $(L/l)^3$, care ia în considerare faptul că numai porțiunea $l$ este deformabilă.

**e) Considerarea deformației prin forfecare**

În figura 4.27 se prezintă deformata din forfecare a riglei, la care numai porțiunea $l$ este deformabilă.

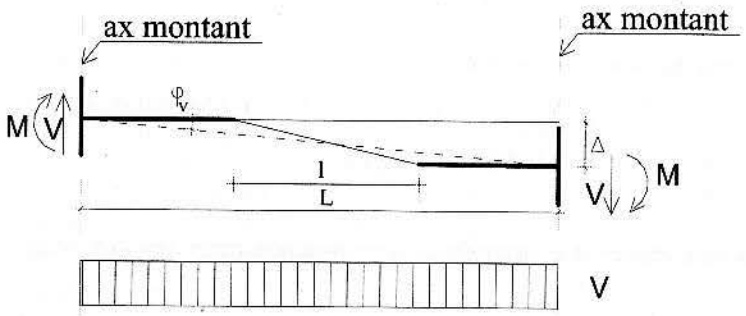



Fig. 4.27 Deformata din forfecare a riglei unui perete cuplat

Deformata din forfecare, datorată forței tăietoare $V$, se produce numai pe porțiunea deformabilă ($l$) și are valoarea :

$$\Delta = \frac{V \cdot l}{G_r \cdot A_v} \tag{4.94}$$

Unde $G_r$ și $A_v$ sunt modulul de elasticitate transversal al riglei și aria activă la forța tăietoare (aria inimii) de pe porțiunea deformabilă.
Datorită deformației de forfecare, apare rotirea $\varphi_v$ a riglei cuprinsă între centrele de greutate ale montanților, suplimentară rotirii din încovoiere:

$$\varphi_v = \frac{\Delta}{L} = \frac{V \cdot L}{G_r \cdot A_v \cdot L} = \frac{5M \cdot L}{E_r \cdot A_v \cdot L} \tag{4.95}$$

Din relația:

$$M = V\frac{L}{2} \tag{4.96}$$

Rezultă :

$$V = \frac{2M}{L} \tag{4.97}$$

Înlocuind (4.97) în (4.95) rezultă :

$$\varphi_v = \frac{2M \cdot l}{G_r \cdot A_v \cdot L^3} \tag{4.98}$$

Rotirea totală rezultă prin însumarea rotirii din încovoiere dată de (4.92) cu rotirea din forfecare dată de (4.98). rezultă :

$$\varphi = \frac{M \cdot L}{6 \cdot E_r \cdot I_r} \cdot \left(\frac{l}{L}\right)^3 + \frac{2M \cdot l}{G_r \cdot A_r \cdot L^2} \tag{4.99}$$

Ținând seama că $G_r=0,4E_r$, rezultă :

$$\varphi = \frac{M \cdot L}{6 \cdot E_r \cdot I_r} \cdot \left(\frac{l}{L}\right)^3 \cdot \left(1+30\frac{I_r}{A_v \cdot l^2}\right) \tag{4.100}$$

Rigiditatea este momentul încovoietor care produce rotire unitara. Rezultă :

$$k_r = \frac{6 \cdot E_r \cdot I_r}{L} \cdot \left(\frac{L}{l}\right)^3 \cdot \mu \tag{4.101}$$

unde:

$$\mu = \frac{1}{1+30\frac{I_r}{A_v \cdot l^2}} \tag{4.102}$$

Este un coeficient subunitar de corecție care ține seama de deformația de forfecare din riglă.

**f) Momentul de inerție corectat**

Se calculează coeficienții $\lambda$ și $\gamma$ cu relațiile:

$$\lambda = \frac{2\sum k_r}{\sum k_m} \tag{4.103}$$

$$\gamma = 1 + \frac{\sum' I_m}{L_{1,z}^2}\left(\frac{1}{A_{m1}} + \frac{1}{A_{mz}}\right) \qquad (4.104)$$

nde $\sum' k_r$ este suma rigidităților riglelor de la un nivel (care sunt aceleași la toate velurile), $\sum' k_m$ este suma rigidităților montanților, $\sum' I_m$ - suma momentelor de erție al montanților, $\sum' A_{m1}$ și $\sum' A_{mz}$ sunt aria primului și ultimului montant, iar este distanța dintre centrele de greutate ale primului și ultimului montant ($L_{13}$, în g. 4.22).

oeficientul $\gamma$ ține seama de deformabilitatea axială a montanților, care este portantă la primul și ultimul montant, unde avem eforturi axiale mult mai mari ecât la montanții intermediari.

funcție de numărul de niveluri și coeficienții $\lambda$ și $\gamma$, rezultă (din tabele) eficientul subunitar $\eta$, care se utilizează la corectarea momentului de inerție obal $I_0$, cu relația:

$$I_{0c} = \eta \cdot I_0 \qquad (4.105)$$

omentul de inerție corectat $I_{0c}$ este mai mic decât momentul de inerție global oarece ipoteza secțiunilor plane nu este valabilă pentru întreaga secțiune a eretelui. Ipoteza secțiunilor plane este valabilă pentru fiecare montant în parte.

n cele de mai sus rezultă că momentul de inerție corectat ia în considerare mărul de niveluri, rigiditatea relativă a riglelor și a montanților, precum și formațiile axiale din montanți. De asemenea, ține seama de tipul încărcării (din ism sau vânt), coeficienții de corecție $\eta$ fiind dați separat pentru cele două tipuri încărcări (Tabelul 7A).

**Rigiditatea peretelui**

calculează momentul de inerție echivalent (pentru vânt sau seism) cu relația 67), în care se introduce momentul de inerție corectat ($I_{0c}$), iar aria inimii din lație se înlocuiește cu suma ariilor inimilor, astfel:

$$I_e(x) = \frac{I_{0c}}{1 + \upsilon(x)\dfrac{I_{0c}}{H^2 \cdot \sum A_i}} = \frac{\eta \cdot I_0}{1 + \upsilon(x)\dfrac{\eta \cdot I_0}{H^2 \cdot \sum A_i}} \qquad (4.106)$$

lația (4.106) este valabilă și pentru pereți necuplați dacă se consideră $\eta = 1$, iar este aria peretelui necuplat. Valorile coeficienților $\eta$ și $\upsilon$ se dau în tabele nexe- Tabelul 6A, 7A).

Cunoscând momentul de inerție echivalent calculat cu relația (4.106), se poate calcula deplasarea laterală și rigiditatea unui perete cuplat la cota $x$:

$$\Delta(x) = \alpha(x)\frac{q \cdot H^4}{E_m \cdot I_e(x)} \tag{4.107}$$

$$k(x) = \frac{E_m \cdot I_e(x)}{\alpha(x) \cdot H^4} \tag{4.108}$$

Unde $I_e(x)$ se determină cu relația (4.106).
Cota la care se calculează deplasarea și rigiditatea poate fi ultimul nivel, cota rezultantei încărcării orizontale sau nivelul caracteristic. Coeficienții $\alpha(x)$ și $\upsilon(x)$ considerându-se la cota respectivă (Tabelul 4.3).
În relațiile (4.85) și (4.101), modulii de elasticitate $E_m$ și $E_r$ sunt modulii de elasticitate ai zidăriei ($E_z$) și betonului ($E_c$). Notând cu $e$ raportul modulelor de elasticitate ale betonului și zidăriei.

$$e = \frac{E_r}{E_m} = \frac{E_c}{E_z} \tag{4.109}$$

și ținând seama că sub acțiunea încărcărilor seismice riglele fisurează, rigiditatea riglei poate să scadă de 3÷5 ori (ca în cazul pereților din beton armat monolit), relația (4.101) devine :

$$k_r = \frac{6 \cdot (0{,}25 \cdot E_r \cdot I_r)}{L} \cdot \left(\frac{L}{l}\right)^3 \cdot \mu = \frac{1{,}5 E_m \cdot I_r}{L} \cdot \left(\frac{L}{l}\right)^3 \cdot \mu \cdot e \tag{4.110}$$

*Pentru betoane și zidării uzuale, coeficientul $e$ are valori medii de 8÷12, putându-se considera $e=10$.*

### 4.3.3 Repartizarea încărcării orizontale

Încărcarea orizontală totală din vânt ($W$) sau din seism ($F_b$) care acționează întreaga clădire sau un tronson este preluată de toți pereții. Prin repartizarea încărcării orizontale se înțelege determinarea încărcărilor ce revin fiecărui perete. În mod obișnuit încărcările repartizate se consideră concentrate la nivelul planșeelor.
Rezultanta încărcării seismice ($F_b$) sau din vânt ($W$) se repartizează pe niveluri și la pereți. În modulul fundamental de vibrație nu contează ordinea în care se face repartizarea (pe niveluri și la pereți).

#### 4.3.3.1 Repartizarea pe niveluri

În cazul acțiunii vântului, încărcarea concentrată pe nivelul "$k$" se face pe baza ariilor aferente nivelului respectiv, care este un dreptunghi cu lungimea egală cu lungimea (sau lățimea) clădirii, iar înălțimea egală cu semisuma înălțimilor de etaj adiacente. Se va ține seama că încărcarea din vânt variază cu înălțimea.

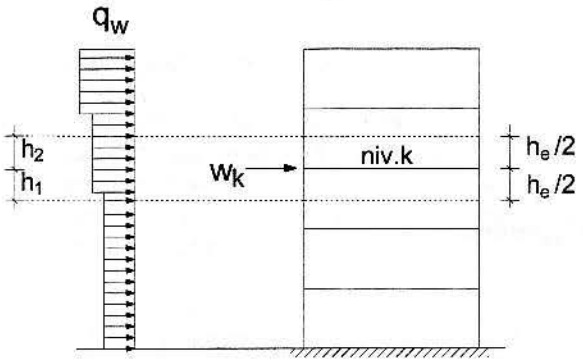



Figura 4.28 Repartizarea încărcării din vânt pe niveluri
$q_w$ - presiunea + sucțiunea
$w_k$- încărcarea la nivelul k

Considerând clădirea din figura 4.28, acționată de vânt pe fațada principală, încărcarea ce revine nivelului ''k'' este:

$$W_k = (q_{w1} \cdot h_1 + q_{w2} \cdot h_2) \cdot L \tag{4.111}$$

unde $L$ este lungimea clădirii.

Dacă vântul se consideră pe cealaltă direcție, în relația (4.111) se introduce lățimea $B$ a clădirii.
Dacă încărcarea $q_w$ este uniform repartizată (daN/m$^2$) și înălțimea nivelurilor constantă, relația (4.111), devine:

$$W_k = q_w \cdot h_e \cdot L \tag{4.112}$$

În cazul clădirilor din zidărie care au maximum 5 niveluri, cu înălțimi relativ mici, în mod obișnuit presiunea și sucțiunea vântului sunt uniform repartizate pe înălțime și dacă înălțimile nivelurilor sunt egale, în mod simplificat se poate considera că rezultanta încărcării din vânt $(W)$, care acționează pe întreaga clădire, se repartizează în mod egal pe niveluri, la ficare nivel având valoarea:

$$W_{niv} = \frac{W}{n} \tag{4.113}$$

unde $n$ este numărul de planșee (niveluri) al clădirii.

În cazul acțiunii seismice, considerând că în modul fundamental de vibrare deformata clădirii variază liniar pe înălțime, încărcarea seismică totală $(F_b)$ care acționează întreaga clădire se repartizează pe niveluri proporțional cu masa (sau

greutatea) unui nivel și înălțimea (cota) sa deasupra nivelului de încastrare (Fig.4.29).

La nivelul curent $k$ rezultă:

$$F_k = F_b \frac{m_k \cdot H_k}{\sum m_k \cdot H_k} = F_b \frac{G_k \cdot H_k}{\sum G_k \cdot H_k} \tag{4.114}$$

Dacă $m_k = m$ și $h_e$ sunt constante, avem:

$$H_k = k \cdot h_e \tag{4.115}$$

unde k=1,2...n.

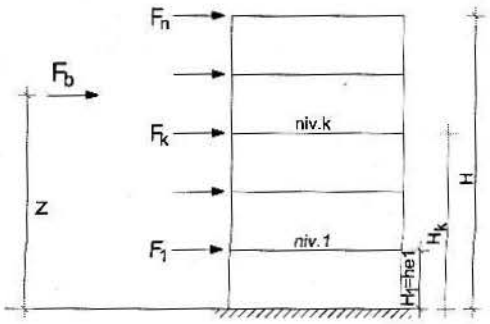



Fig 4.29 Repartizarea încărcării seismice pe niveluri

relația (4.114) devine :

$$F_k = F_k \frac{k}{\sum k} = F_k \frac{2k}{n(n+1)} \tag{4.116}$$

Relația (4.116) se mai poate deduce astfel (pentru $m_k$ și $h_e$ constante):

- la nivelul 1 avem: $F_1 = F_1$
- la nivelul 2 avem: $F_2 = 2F_1$
- .....
- la nivelul n avem: $F_n = nF_1$ (4.117)

Suma încărcărilor din 4.117 este egală cu încărcarea seismică totală:

$$F_b = F_1 + F_2 + ... + F_n = F_1 (1 + 2 + ... + n) \tag{4.118}$$

de unde rezultă:

$$F_1 = \frac{F_b}{1+2...+n} = \frac{2 \cdot F_b}{n(n+1)} \tag{4.119}$$

iar încărcările la celălalte niveluri ($F_1 + F_2 + ... + F_n$) se calculează cu relațiile (4.117).

### 4.3.3.2 Repartizarea încărcării orizontale la pereți

Repartizarea încărcării orizontale la pereți se poate face la fiecare nivel prin repartizarea valorilor date de relația (4.116) sau repartizarea încărcării totale la pereți și apoi repartizarea pe niveluri la fiecare perete, utilizând relația (4.116), unde $F_b$ se înlocuiește cu $F_t$, care reprezintă încărcarea totală ce-i revine unui singur perete. În ambele cazuri repartizarea la pereți se face proporțional cu rigiditățile pereților.
Așa cum s-a arătat, în prima fază toți montanții se consideră necuplați, astfel că repartizarea se face la fiecare montant.
În cele ce urmează se repartizează numai încărcarea seismică totală ($F_b$), însă în mod identic se repartizează și încărcarea totală din vânt ($W$).

#### 4.3.2.2.1 Cazul în care se neglijează buiandrugii

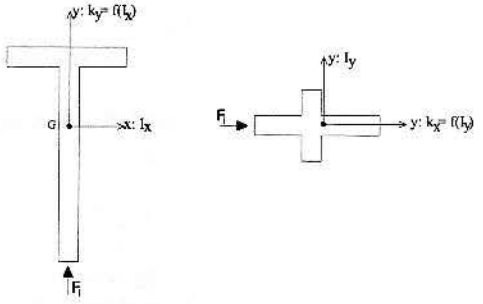
Dacă se neglijează buiandrugii toți montanții sunt necuplați. Considerând seismul pe direcția transversală (direcția y), unui montant transversal curent ''$i$'' îi revine încărcarea:

$$F_i = F_b \frac{k_i}{\sum k_i} \tag{4.120}$$

Dacă seismul acționează pe direcția longitudinală a clădirii (direcția $x$), montantul longitudinal curent j, preia încărcarea:

$$F_j = F_b \frac{k_j}{\sum k_j} \tag{4.121}$$

În (4.120) și (4.121) $k_i$ și $k_j$ sunt rigiditățile montanților $i$ și $j$ în raport cu axele proprii (Fig. 4.30). Rigiditatea se consideră pe direcția încărcării, care se determină în funcție de momentele de inerție în raport cu axa perpendiculară pe direcția forței.




a. b.

Fig.4.30 Notarea rigidităților și momentelor de inerție pentru montanți:

a- perete transversal curent (i) cu rigiditatea $k_i = k_y = f(I_x)$; b- perete longitudinal curent (j) cu rigiditatea $k_j = k_x = f(I_y)$

In relațiile (4.120) și (4.121) suma rigidităților de la numitor se referă la rigiditatea montanților necuplați, de pe direcția transversală, respectiv longitudinală. Acestea se determină în funcție de raportul H/B și pot fi însumate având în vedere că toate se exprimă în unitatea de forță (daN, kN) pe unitatea de lungime (cm, m), întrucât expresiile rigidităților nu includ ca factor Δ=1 (cm, m).

### 4.3.2.2.2 Cazul pèreților cuplați

Pentru pereții cuplați rigiditățile se calculează cu relația (4.108). relația este valabilă atât pentru pereții cuplați, cât și necuplați, pentru care coeficientul $\eta$ din relația (4.106) are valoarea unitară.
In figura 4.31 se prezintă încărcările repartizate în cazul când seismul se consideră succesiv pe direcția transversală, respectiv longitudinală, din acțiunea directă (sau din efectul translației).
Repartizarea încărcării se face cu relația (4.120) sau (4.121), în care rigiditățile se referă la pereții cuplați, respectiv necuplați dacă sunt pereți plini.

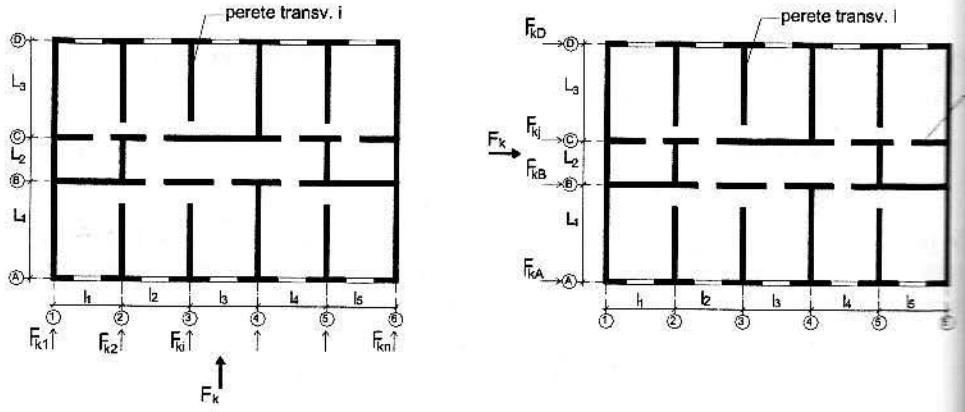



Fig. 4.31 Repartizarea încărcării seismice la pereți, pe direcția transverală (a), și longitudinală (b)

### 4.3.4.Efectul torsiunii generale a clădirii

Torsiunea generală a clădirii reprezintă efectul de rotire al clădirii în jurul centrului de rigiditate de la fiecare nivel. În cazul clădirilor cu regularitate structurală pe verticală, centrele de rigiditate se află situate pe o axă verticală în jurul căruia se rotește întreaga clădire, respectiv tronsonul de clădire.

Efectul torsiunii constă în apariția unor încărcări suplimentare în pereți, care se însumează algebric cu încărcările rezultate prin repartiția încărcării orizontale din efectul translației.
Torsiunea generală a clădirii apare atunci când rezultanta încărcărilor orizontale nu trece prin centrul de rigiditate al clădirii. În cazul acțiunii seismice apariția torsiunii se datorează faptului că centrul maselor (C.M.- unde se află încărcarea seismică) nu coincide cu centrul de rigiditate (C.R.). Distanța dintre C.R. și C.M. reprezintă excentricitatea structurală a clădirii, cauzată de dispunerea nesimetrică în plan, a pereților structurali sau repartizarea neuniformă a maselor pe nivel.

În figura 4.32 este prezentat momentul de torsiune generală și efectele sale, adică încărcările suplimentare ale pereților din efectul torsiunii (ΔSi la pereții transversali, ΔSj la pereții longitudinali).

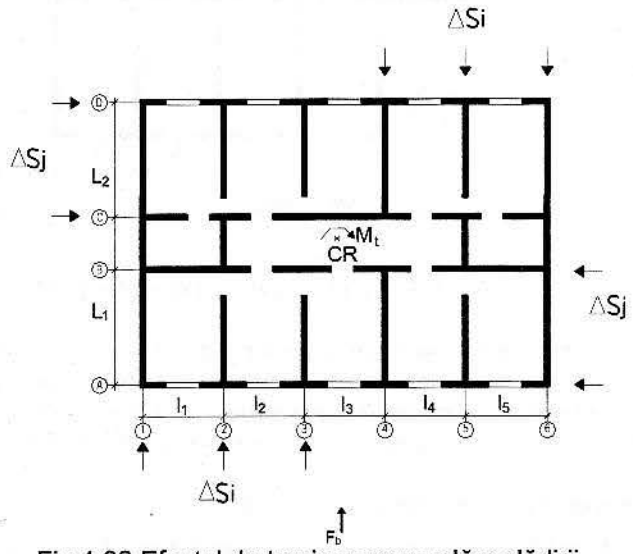



Fig.4.32 Efectul de torsiune generală a clădirii

Spre deosebire de efectul translației, în care încărcarea orizontală este preluată numai de pereții structurali paraleli cu încărcarea, torsiunea generală produce încărcări suplimenatre în toți pereții structurali, de pe ambele direcții.

### 4.3.4.1 Poziția centrului maselor (CM)

Centrul maselor reprezintă centrul de greutate al maselor sau greutăților permanente ale tuturor elementelor (structurale și nestructurale) și maselor care produc încărcări variabile gravitaționale. El se determină în raport cu un sistem de axe arbitrar, însă uzual cu originea dispusă într-un colț al clădirii, respectiv al dreptunghiului în care este înscrisă clădirea ( Fig.4.33).

La un nivel curent se notează cu $G_{ti}$ greutatea planșeului (permanentă și utilă) de pe trama "$i$" (panou de planșeu cuprins între pereți structurali) și cu "$x_{ti}$", "$y_{ti}$" coordonatele acestei greutăți în raport cu sistemul $xOy$ (Fig.4.32), respectiv cu $G_{pi}$

greutatea pe nivel a unui perete ''$i$'' și cu ''$x_{pi}$'', ''$y_{pi}$'' coordonatele acestei încărcări în raport cu același sistem de axe. Rezultanta pe nivel a tuturor încărcărilor este:

$$G = \sum G_{ti} + \sum G_{pi} \tag{4.122}$$

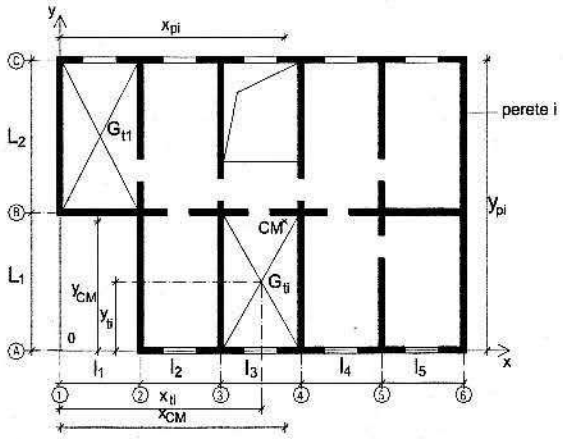



Fig.4.33 Poziția centrului maselor (CM)

Se notează cu CM poziția centrului maselor (care coincide cu poziția rezultantei), respectiv cu $x_{CM}$ și $y_{CM}$ coordonatele centrului maselor, care se determină din condiția de egalitate dintre momentul rezultantei și suma momentelor greutăților $G_{ti}$ și $G_{pi}$ în raport cu fiecare axă a sistemului de referință. Rezultă:

- față de axa $O_y$ (pe direcția longitudinală):

$$M_x = \sum G_{ti} \cdot x_{ti} + \sum G_{pi} \cdot x_{pi} = x_{CM} \cdot G \tag{4.123}$$

- față de axa $O_x$ (pe direcția transversală):

$$M_y = \sum G_{ti} \cdot y_{ti} + \sum G_{pi} \cdot y_{pi} = y_{CM} \cdot G \tag{4.124}$$

Din relațiile (4.123) și (4.124) rezultă:

$$x_{CM} = \frac{\sum G_{ti} \cdot x_{ti} + \sum G_{pi} \cdot x_{pi}}{G} \tag{4.125}$$

$$y_{CM} = \frac{\sum G_{ti} \cdot y_{ti} + \sum G_{pi} \cdot y_{pi}}{G} \tag{4.126}$$

unde $G$ este greutatea totală a nivelului.

nd seama că $G = mg$, poziția centrului de mase la un nivel curent se poate ina cu ajutorul maselor de la nivelul respectiv:

$$x_{CM} = \frac{\sum m_{ti} \cdot x_{ti} + \sum m_{pi} \cdot x_{pi}}{m} \tag{4.127}$$

$$y_{CM} = \frac{\sum m_{ti} \cdot y_{ti} + \sum m_{pi} \cdot y_{pi}}{m} \tag{4.128}$$

ă se consideră că masele tramelor și pereților sunt uniform distribuite pe șeu, atunci centrul maselor coincide cu poziția centrului de greutate al ariei șeului (Fig.4.34).

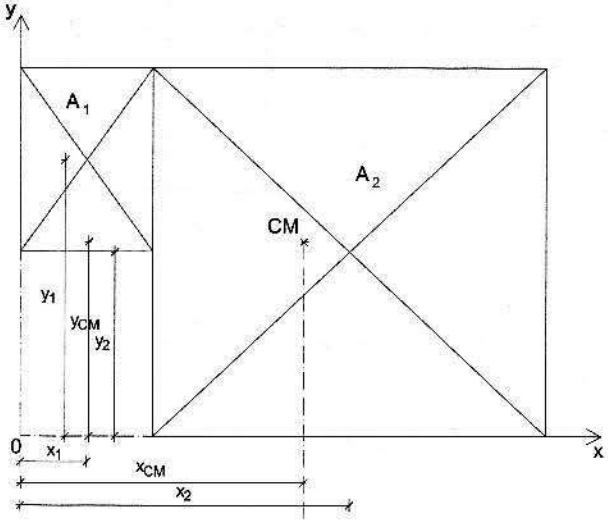



Fig.4.34 Cazul când centrul maselor corespunde cu centrul de greutate al ariei planșeului

est caz coordonatele centrului de masă se pot calcula astfel:

$$x_{CM} = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} = \frac{A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2}{A_1 + A_2} \tag{4.129}$$

$$y_{CM} = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2}{A_1 + A_2} \tag{4.130}$$

$A_i$ sunt arii simple (dreptunghiuri), iar $x_i$ și $y_i$ sunt coordonatele centrelor de ate ale acestor arii.

### 4.3.4.2 Poziția centrului de rigiditate (CR)

Centrul de rigiditate este centrul de greutate al rigidităților pereților (Fig.4.35). S determină în raport cu același sistem de axe față de care se determină poziți centrului maselor.

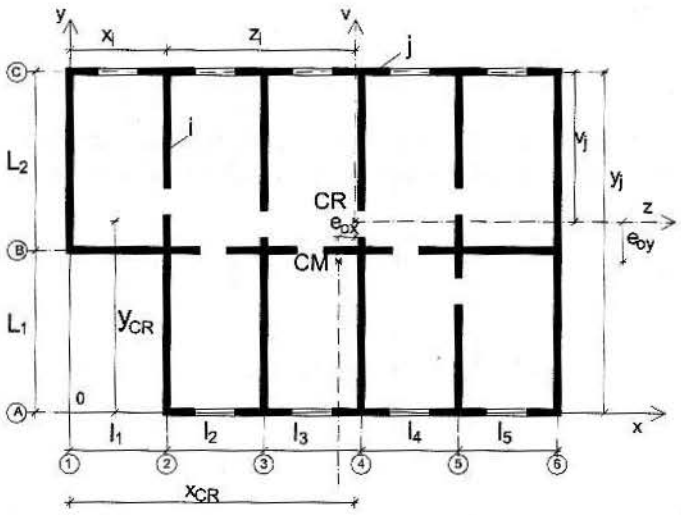



Fig.4.35 Poziția centrului de rigiditate:
i-perete curent transversal, j- perete curent longitudinal

Se scrie că suma momentelor rigidităților pereților față de fiecare axă este egală cu momentul sumei rigidităților:

$$\sum k_i \cdot x_i = x_{CR} \cdot \sum k_i \tag{4.131}$$

$$\sum k_j \cdot y_j = y_{CR} \cdot \sum k_j \tag{4.132}$$

unde:

$k_i$-este rigiditatea peretelui curent transversal i paralel cu axa y, iar
$k_j$- este rigiditatea peretelui curent longitudinal j paralel cu axa x.

Din relațiile (4.131) și (4.132) rezultă:

$$x_{CR} = \frac{\sum k_i \cdot x_i}{\sum k_i} \tag{4.133}$$

$$y_{CR} = \frac{\sum k_j \cdot y_j}{\sum k_j} \tag{4.134}$$

Expresiile rigidităților din relațiile (4.131) și ( 4.134 ) se calculează cu relația (4.108).

### 4.3 Modul de acțiune al momentului de torsiune

Dacă centrul maselor (CM) nu coincide cu centrul de rigiditate (CR), atunci clădirea are excentricitate structurală, definită prin distanța dintre cele două centre, pe direcția longitudinală ($e_{ox}$) și transversală ($e_{oy}$) (Fig.4.35).
Excentricitatea structurală, pe fiecare direcție, se stabilește cu relațiile:

$$e_{ox} = |x_{CM} - x_{CR}| \tag{4.135}$$

$$e_{oy} = |y_{CM} - y_{CR}| \tag{4.136}$$

Pe fiecare direcție a clădirii, la excentricitățile structurale se adaugă o excentricitate adițională, care reprezintă abaterea poziției încărcării seismice față de CM (punctul teoretic în care acționează). Rezultă:

$$e_{1,2}(x) = e_{ox} \pm e_{ax} \tag{4.137}$$

$$e_{1,2}(y) = e_{oy} \pm e_{ay} \tag{4.138}$$

Excentricitățile $e_{1,2}(x)$ intervin când seismul acționează clădirea paralel cu direcția y (pe direcția transversală), iar $e_{1,2}(y)$ când seismul este paralel cu axa x (pe direcția longitudinală a clădirii).
La clădiri obișnuite, cu regularitate structurală, excentricitatea adițională are valoarea:

- când seismul acționează pe direcția transversală:

$$e_{ax} = \pm 0{,}05 \cdot L \tag{4.139}$$

- când seismul acționează pe direcția longitudinală:

$$e_{ay} = \pm 0{,}05 \cdot B \tag{4.140}$$

unde: L și B reprezintă lungimea, respectiv lățimea clădirii în plan.
Încărcarea seismică $F_b$ se consideră succesiv cu cele două excentricități, rezultând pentru fiecare direcție de acțiune a seismului, două momente de torsiune generală. Astfel, dacă seismul acționează pe direcția transversală, avem :

$$M_{t1} = \pm F_b \cdot e_{1x} \tag{4.141}$$

$$M_{t2} = \pm F_b \cdot e_{2x} \tag{4.142}$$

Dacă seismul acționează pe direcția longitudinală, avem:

$$M_{t1} = \pm F_b \cdot e_{1y} \tag{4.143}$$

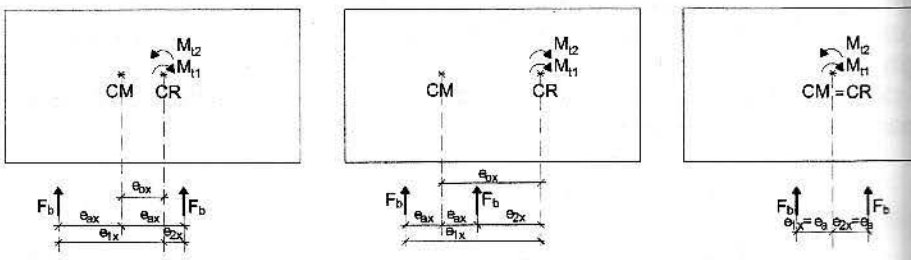
$$M_{t2} = \pm F_b \cdot e_{2y} \qquad (4.1$$

În relațiile (4.141) - (4.144) avem semnul ±, deoarece seismul acționează alter
Mărimea și sensurile momentelor încovoietoare depind de mărimea relati
excentricităților $e_o$ și $e_a$. Considerând că seismul este pe direcția transversală, a
(Fig.4.36):

- dacă $|e_{ax}| > |e_{ox}|$ - două momente de sens contrar;
- dacă $|e_{ax}| < |e_{ox}|$ - două momente cu același sens;
- dacă $|e_{ax}| = 0$ - două momente egale, dar cu sensuri contrare.

Cea mai defavorabilă situație rezultă când $| e_{ax} | > e_{ox}$, iar cea mai favorabilă,
$e_{ox} = 0$.

Situația este similară dacă seismul acționează pe direcția longitudinală.
În proiectare se va căuta ca prin forma în plan a clădirii și prin modul de dispu
a maselor și rigidităților, să avem o excentricitate structurală ($e_o$, respectiv $e_{ox}$ ș
cât mai mică, astfel că momente de torsiune generală să fie cât mai mici.




a. b. c.

Fig.4.36 Torsiunea generală a clădirii când încărcarea seismică acționează
direcția transversală: a - $e_{ax} > e_{ox}$, b - $e_{ax} < e_{ox}$, c - $e_{ox} = 0$

### 4.3.4.4 Determinarea valorilor încărcărilor suplimentare din efectul torsiu

Dacă planșeele sunt infinit rigide în planul lor, torsiunea generală produce ro
clădirii cu unghiul $\alpha$, forma în plan a planșeului rămânând neschimbată. Mom
de torsiune este maxim la nivelul de încastrare a pereților (cota ±0.00), iar ro
maximă este la ultimul nivel.
Datorită rotirii clădirii, pereții vor avea deplasări suplimentare, proporționa
distanțele de la pereți la centrul de rigiditate, astfel:

- perete transversal i, pe direcția y:

$$\Delta_i = z_i \cdot tg\alpha \qquad (4.$$

- perete longitudinal j, pe direcția x:

$$\Delta_j = v_j \cdot tg\alpha \tag{4.146}$$

de $\alpha$ este unghiul cu care se rotește clădirea la un nivel curent

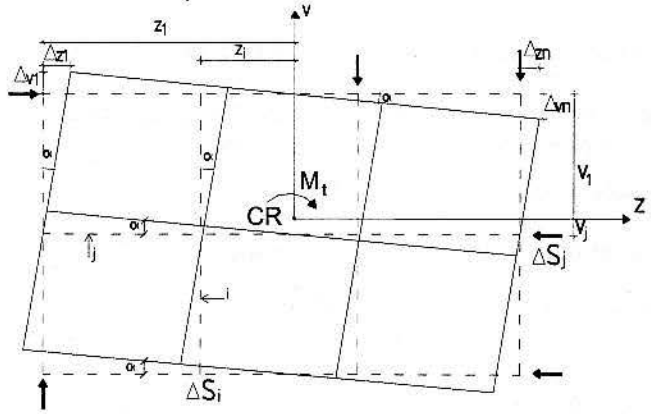



Fig. 4.37 Deplasări suplimentare ale pereților datorită torsiunii generale

Încărcările suplimentare $\Delta S$ sunt proporționale atât cu deplasările suplimentare $\Delta$, cât și cu rigiditățile pereților ($k$).
Pentru pereții i și j, încărcările suplimentare din torsiune $\Delta S$ sunt:

$$\Delta S_i = k_i \cdot \Delta_i = k_i \cdot z_i \cdot tg\alpha \tag{4.147}$$

$$\Delta S_j = k_j \cdot \Delta_j = k_j \cdot v_j \cdot tg\alpha \tag{4.148}$$

unde $k_i$ și $k_j$ sunt rigiditățile pereților transversali și longitudinali, iar $z_i$ și $v_j$ sunt distanțele de la pereții $i$ și $j$ la axele sistemului $z$-$v$ cu centrul în CR.
Suma momentelor încărcărilor suplimentare în raport cu centrul de rigiditate este egală cu momentul de torsiune generală:

$$\sum \Delta S_i \cdot z_i + \sum \Delta S_j \cdot v_j = M_t \tag{4.149}$$

$$tg\alpha(\sum k_i \cdot z_i^2 + \sum kj \cdot v_j^2) = M_t \tag{4.150}$$

Din (4.150) rezultă:

$$tg\alpha = \frac{M_t}{k_\theta} \tag{4.151}$$

unde $k_\theta$ reprezintă rigiditatea clădirii la torsiune.

$$k_\theta = \sum k_i \cdot z_i^2 + \sum k_j \cdot v_j^2 \tag{4.152}$$

Înlocuind 4.151 în 4.147 și 4.148 obținem valorile încărcărilor suplimentare din torsiune în pereții transversali $\Delta S_i$ și longitudinali $\Delta S_j$

$$\Delta S_i = M_t \cdot \frac{k_i \cdot z_i}{k_\theta} \tag{4.153}$$

$$\Delta S_j = M_t \cdot \frac{k_j \cdot v_j}{k_\theta} \tag{4.154}$$

### 4.3.5 Încărcările seismice totale repartizate la pereți ($S_i$, $S_j$)

Rezultă prin însumarea încărcărilor repartizate din efectul translației ($S_{1i}$, $S_{1j}$) cu încărcările suplimentare din torsiunea generală ($\Delta S_i$, $\Delta S_j$), în funcție de direcția încărcării seismice, astfel:

- când seismul acționeaza pe direcția transversală (Fig.4.38a):

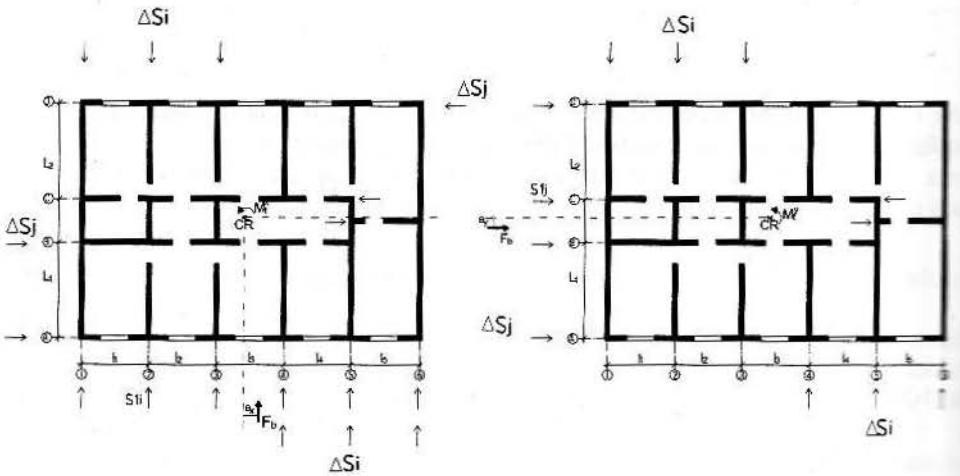
$$S_i = S_{1i} + \Delta S_i = F_b \cdot \frac{k_i}{\sum k_i} + M_t \cdot \frac{k_i \cdot z_i}{k_\theta} \tag{4.155}$$

$$S_j = M_t \cdot \frac{k_j \cdot v_j}{k_\theta} \tag{4.156}$$

- când seismul acționează pe direcția longitudinală (Fig.4.39b):

$$S_i = \Delta S_i = M_t \cdot \frac{k_i \cdot z_i}{k_\theta} \tag{4.157}$$

$$S_j = S_{1j} + \Delta S_j = F_b \cdot \frac{k_j}{\sum k_j} + M_t \cdot \frac{k_j \cdot v_j}{k_\theta} \tag{4.158}$$




a. b.

Fig. 4.38 Încărcări totale din seism:
a- semnul e pe direcția transversală, respectiv longitudinală (b)
$S_{1i}$, $S_{1j}$ – încărcări din efectul translației $\Delta S_i$, $\Delta S_j$ – din efectul torsiunii

Referitor la acțiunea vântului, pot să apară momente de torsiune generală a clădirii dacă rezultanta din vânt nu trece prin centrul de rigiditate, rezultând încărcări suplimentare în pereți.

### 4.3.6 Eforturi secționale în pereți

Eforturile secționale $N$, $M$, $V$ (eforturi axiale, momente încovoietoare și forțe tăietoare) sunt produse de încărcările ce acționează pereții: gravitaționale și orizontale din vânt sau seism. Ele se determină prin calculul static al pereților.

#### 4.3.6.1 Eforturi secționale produse de încărcările gravitaționale

Încărcările gravitaționale rezultate din greutatea planșeelor și greutatea proprie a pereților, se determină la fiecare montant, atât în cazul pereților cuplați, cât și necuplați. Ele acționează la fiecare nivel sub formă de încărcări, a căror rezultantă se consideră, în mod simplificat, în centrele de greutate ale montanților. Această simplificare este posibilă întrucât excentricitățile și momentele încovoietoare care apar pe montanți, cu semne contrare, se anulează pe întregul nivel. Prin urmare, se consideră că încărcările gravitaționale produc numai eforturi secționale de compresiune centrică ($N_G$).

În anumite situații, în care sunt încărcări verticale excentrice importante, cum ar fi cazul unor balcoane dispuse numai pe o parte a clădirii (Fig.4.39), momentele încovoietoare produse de încărcările gravitaționale ($M_G$) se iau în considerare.

Încărcarea gravitațională de la planșee care revine unui montant, se determină pe baza ariilor aferente montantului prin ducerea bisectoarelor la colțul tramelor și delimitarea suprafețelor la mijlocul deschiderii golurilor, așa cum s-a arătat pentru calculul pereților la încărcări gravitaționale.

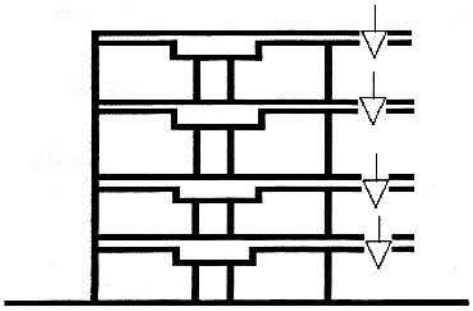


Fig.4.39 Clădire cu balcoane nesimetrice

Greutatea proprie a montantului ($G_m$) se determină în conformitate cu alcătuirea sa (Fig.4.40).

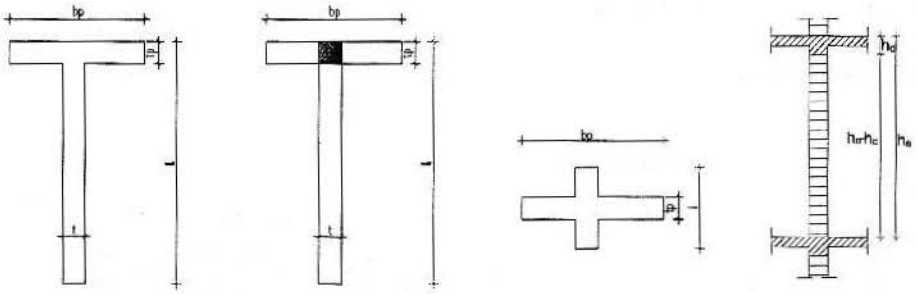


Fig. 4.40 Alcătuirea curentă a șpaleților (montanților)

$$G_m = (A_z \cdot \gamma_z + A_b \cdot \gamma_b) \cdot (h_e - h_c) \qquad (4.159)$$

unde $(G_m)$ este greutatea peretelui pe un nivel (fără centură și fără buiandrug), $A_z, \gamma_z, A_b, \gamma_b$ sunt ariile și greutățile specifice ale zidăriei și betonului din stâlpișori. La zidăria nearmată $A_b = 0$.

La valoarea dată de relația (4.159) se mai adaugă jumătate din greutatea buiandrugilor și tâmplăriei pentru golurile de uși sau ferestre adiacente montantului. Totodată, se mai adaugă greutatea centurii aferentă montantului.

La fiecare nivel se stabilește încărcarea gravitațională totală de nivel pe montant, prin însumarea încărcării de la planșeu $P_{pl}$ cu greutatea montantului, după care se calculează efortul axial de compresiune din încărcarea gravitațională $(N_G)$ pentru fiecare montant (Fig. 4.41).

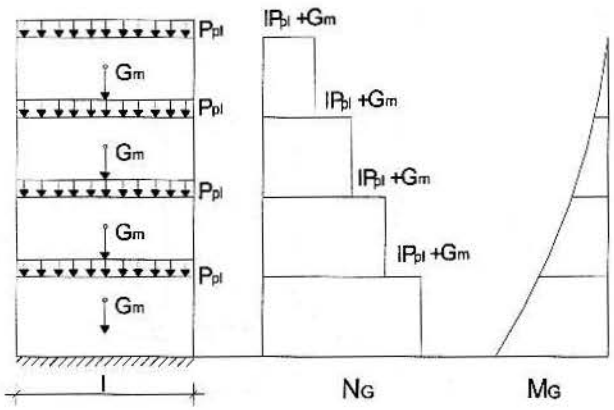



Fig.4.41 Eforturi secționale într-un șpalet din încărcări gravitaționale
$N_G$ - efort axial, $M_G$ - moment încovoietor (în cazuri speciale)

La nivelul de încastrare avem efortul axial maxim:

$$N_G = \sum P_{pi} + \sum G_m \qquad (4.160)$$

În gruparea fundamentală a încărcărilor, efortul axial $N_G$ este un efort de calcul corespunzător grupării fundamentale, încărcările caracteristice fiind multiplicate cu coeficienții parțiali de siguranță $\gamma$ (încărcări de calcul).
În gruparea specială a încărcărilor, efortul axial $N_G$ este un efort de calcul corespunzător grupării speciale, produs de încărcările permanente caracteristice și fracțiunea $\psi_2$ din încărcările variabile.

### 4.3.6.2 Eforturi secționale din acțiunea încărcărilor orizontale

Eforturile secționale în pereți din acțiunea încărcărilor orizontale se determină prin calculul static, care presupune o schemă statică și încărcări definite.
Schema statică a unui perete solicitat de încărcări orizontale este o consolă verticală încastrată la cota ±0.00, respectiv la partea superioară a fundațiilor în cazul structurilor celulare fără pereți suplimentari la subsol.
Încărcările se consideră forțe orizontale concentrate aplicate la nivelul planșeelor. În gruparea fundamentală sunt încărcări din vânt, respectiv încărcări seismice în gruparea specială.

#### 4.3.6.2.1 Cazul pereților necuplați

Pereții necuplați sunt pereții plini, respectiv montanții pereților cu goluri fără buiandrugi (la care legătura dintre montanți se face numai prin placa planșeului, care nu poate prelua momente și forță tăietoare din încărcări orizontale) sau la care se neglijează aportul buiandrugilor (în special în cazurile în care centurile și buiandrugii sunt formate din elemente separate).
Forțele orizontale produc în pereții cuplați solicitările de forfecare și încovoiere, respectiv forțe tăietoare și momente încovoietoare în planul peretelui (Fig. 4.42).

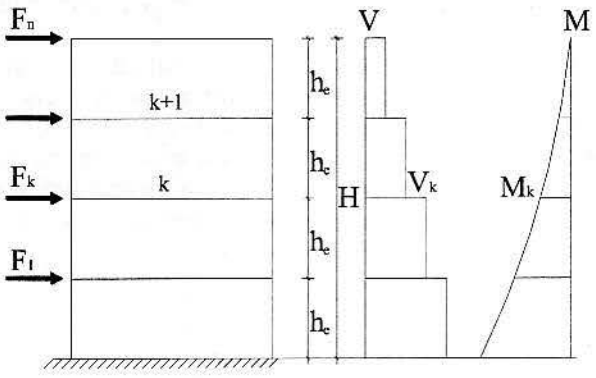



Fig. 4.42 Eforturi secționale din încărcări orizontale la pereți necuplați
V- forțe tăietoare, M- momente încovoietoare

La nivelul curent k rezultă :

$$V_k = V_{k,k-1} = \sum_{i=k}^{n} F_i \tag{4.161}$$

$$M_k = \sum_{i=k}^{n} F_i (H - H_i) \tag{4.162}$$

Notația $V_k$ se referă la forța tăietoare de sub nivelul k. Pentru o precizare mai exactă se pot utiliza doi indici, care reprezintă două niveluri consecutive între care forța tăietoare este constantă.
Momentul încovoietor se poate calcula și cu relația de recurență :

$$M_k = M_{k+1} + T_{k+1} \cdot h_e \tag{4.163}$$

#### 4.3.6.2.2 Cazul pereților cuplați

Pereții cuplați sunt pereții cu șiruri verticale de goluri, la care se consideră buiandrugii, mai ales în cazurile în care centurile și buiandrugii formează un singur element deasupra golurilor, numit centură- buiandrug.
Buiandrugii participă la preluarea încărcărilor orizontale, fiind solicitați la forfecare (forță tăietoare) și moment încovoietor. Prin aceasta buiandrugii reduc deplasările laterale și măresc rigiditatea pereților cuplați în comparație cu cei necuplați; de asemenea micșorează momentele și introduc eforturi axiale în montanți din acțiuni orizontale.
Pereții cuplați sunt neomogeni, având montanți din zidărie, cu buiandrugi și centuri din beton armat. Mai mult, zidăria poate fi nearmată sau armată cu stâlpișori (confinată), iar buiandrugii pot fi elemente separate de centuri sau pot fi realizați împreună cu centurile (centuri-buiandrugi). Aceste aspecte constructive conduc la dificultăți în calculul rigidității și eforturilor pereților cuplați sub acțiunea încărcărilor orizontale.
Pentru calculul static sunt necesare programe de calcul, dar elaborarea acestora este dificilă, având în vedere considerarea tuturor aspectelor. De aceea, în calculul pereților cuplați se utilizează metode simplificate de calcul static.
In cadrul metodelor simplificate frecvent utilizate este metoda cadrului înlocuitor (M.C.Î), care se aplică în cazul structurilor în cadre, precum și în cazul structurilor cu pereți din beton armat sau din zidărie, la care pereții cu goluri se asimilează cu cadre.

### 4.3.7 Metoda cadrului înlocuitor

Așa cum s-a arătat anterior, un perete cuplat poate fi asimilat cu un cadru. Metoda cadrului înlocuitor (MCÎ) este o metoda simplificată pentru calculul static al cadrelor ortogonale etajate, care a fost extinsă și pentru calculul pereților cuplați din beton armat și din zidărie la încărcări orizontale din vânt sau seism. Metoda se aplică

pereților cuplați monotoni, care păstrează toate caracteristicile geometrice și de rigiditate constante pe înălțime, inclusiv înălțimea nivelurilor. Rezultă astfel că golurile trebuie să fie dispuse sub formă de șiruri verticale.

### 4.3.7.1 Definirea cadrului înlocuitor

În scopul simplificării calculelor, cadrul asimilat unui perete cuplat se înlocuiește cu cadrul înlocuitor, care este un cadru simetric cu o singură deschidere și numărul de niveluri egal cu cel al clădirii. Suma rigidităților celor doi montanți echivalenți ($2k_{me}$) este egală cu suma rigidităților riglelor peretelui de la fiecare nivel (Fig. 4.43).

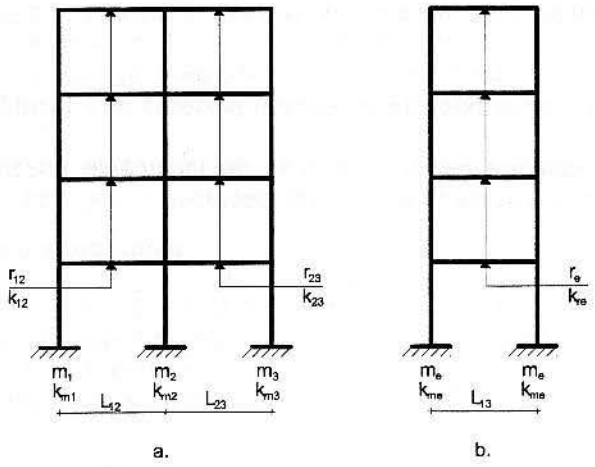



Fig. 4.43 Definirea cadrului înlocuitor

$$k_{me} = \frac{\sum' k_m}{2} = \frac{E_m \cdot \sum' I_m}{2 \cdot h_e} \tag{4.164}$$

$$k_{re} = \sum' k_r \tag{4.165}$$

Ținând seama de relația (4.86), se poate defini și un moment de inerție al stâlpului echivalent.

$$I_{me} = \frac{\sum' I_m}{2} = \frac{h_e \cdot k_{me}}{E_m} \tag{4.166}$$

Se poate scrie și pentru rigla cadrului înlocuitor o relație similară cu (4.166) numai dacă lungimile totale ale riglelor ($L$) sunt egale între ele.

### 4.3.7.2 Calculul static al cadrului înlocuitor

Sub acțiunea încărcărilor orizontale aplicate în noduri, cadrul înlocuitor se calculează astfel:

- în primul rând se calculează momentele încovoietoare din montanții echivalenți în ipoteza că nodurile se deplasează, fără să se rotească (rotiri blocate). Acestea sunt momentele de încastrare perfectă ( $\overline{M}$ ) pe montanții cadrului înlocuitor.
- apoi se deblochează rotirile, care, așa cum s-a arătat se numesc distorisuni, acestea fiind rotirile în situația în care nodurile au deplasări laterale libere. Prin deblocarea distorsiunilor rezultă momentele finale în elementele cadrului înlocuitor: montanți și rigle.

Se parcurg etapele a,b,c de mai jos, care reprezintă rezolvarea analitică a cadrului înlocuitor.

a.) **Determinarea momentelor de încastrare perfectă pe cadrul înlocuitor**

Momentele de încastrare perfectă produse de încărcările orizontale aplicate în noduri apar numai în montanții echivalenți, deoarece rotirile nodurilor sunt blocate (Fig. 4.44).

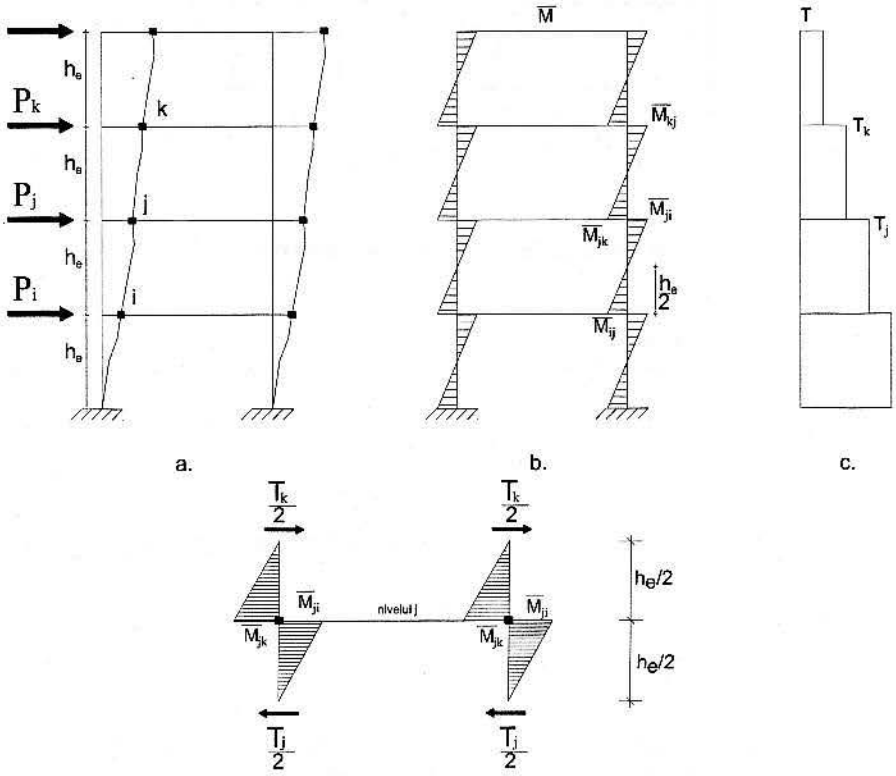



Fig. 4.44 Momente de încastrare perfectă în montanții cadrului înlocuitor
a-deformata cadrului, b-momente de încastrare perfectă,
c- diagrama de forță tăietoare totală

Cunoscând încărcările, se determină forțele tăietoare și apoi momentele de încastrare perfectă, având în vedere că punctele de inflexiune (de moment nul) se află la jumătatea înălțimii nivelului.

La nivelurile cuprinse între nodurile i și j, respectiv între j și k avem:

$$\overline{M_{ji}} = \overline{M_{ij}} = \frac{V_j \cdot h_e}{4} \tag{4.167}$$

$$\overline{M_{jk}} = \overline{M_{kj}} = \frac{V_j \cdot h_e}{4} \tag{4.168}$$

Acestea sunt momentele neechilibrate produse de încărcările exterioare.
În modul j momentul de încastrare perfectă neechilibrat este.

$$\overline{M_j} = \overline{M_{ji}} + \overline{M_{jk}} \tag{4.169}$$

**b.) Deblocarea distorsiunilor**

Se deblochează succesiv distorsiunile nodurilor, de jos în sus, adică începând cu primul nivel. Se poate opera cu rotiri de noduri sau cu momente încovoietoare.
Se poate trece de la rotiri pe baza relațiilor care exprimă proporționalitatea eforturilor cu produsele dintre rigidități și rotiri. În modul *j* avem:

$$M_{me}^j = k_{me} \cdot \varphi_j \tag{4.170}$$

$$M_{re}^j = k_{re} \cdot \varphi_j \tag{4.171}$$

În relațiile (4.170) și (4.171) $M_{me}^j$ și $M_{re}^j$ sunt momentele pe montantul și rigla cadrului înlocuitor, $k_{me}$, $k_{re}$-rigiditățile montantului și riglei cadrului înlocuitor calculate cu relațiile (4.164)-(4.165), iar $\varphi_j$ este rotirea nodului j. S-a renunțat la semnul minus în relațiile (4.170)-(4.171), care exprimă faptul că momentele și rotirile au sensuri de rotații diferite, întrucât momentele se vor reprezenta pe fibrele întinse ale secțiunilor.

În figura 4.45 se prezintă distorsiunile $\varphi_i$, $\varphi_j$ și $\varphi_k$ și momentele încovoietoare coresunzătoare rezultate din deblocarea nodurilor consecutive *i*, *j* și *k*, pe un montant și semiriglele cadrului înlocuitor.

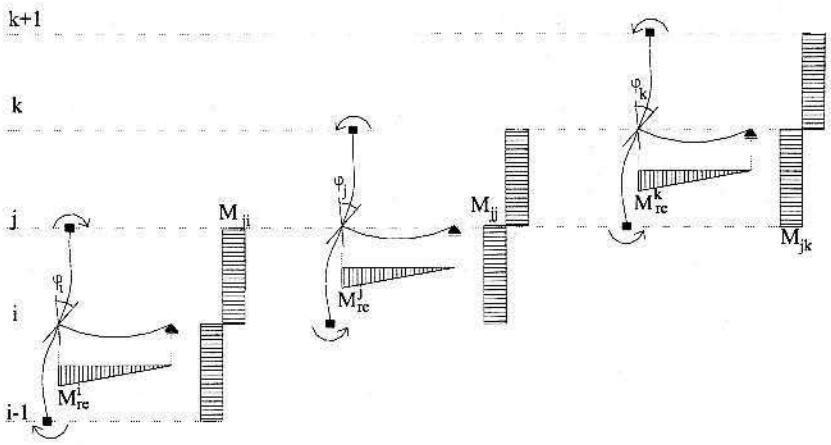



Fig. 4.45 Deblocarea succesivă a distorsiunilor nodurilor consecutive i, j și k

Se scrie echilibrul momentelor din nodul j:

$$M_{ji} - \left(2M_{jj} + M_{rj}\right) + M_{jk} = \overline{M_j} \tag{4.172}$$

unde $\overline{M_j}$ este momentul de încastrare perfectă de pe un montant al cadrului înlocuitor, calculat cu relația (4.169). În (4.172), momentele se înlocuiesc cu expresiile (4.170) și (4.171). Rezultă:

$$k_{me} \cdot \varphi_i - \left(2 \cdot k_{me} + k_{re}\right) \cdot \varphi_j + k_{me} \cdot \varphi_k = \overline{M_j} \tag{4.173}$$

Dacă se împarte ecuația (4.173) cu $k_{me}$ rezultă o ecuație de rotiri de noduri.

$$\varphi_i - \left(2 + \lambda\right) \cdot \varphi_j + \varphi_k = \frac{\overline{M_j}}{k_{me}} \tag{4.174}$$

unde $\lambda = \dfrac{2\sum k_r}{\sum k_m} = \dfrac{k_{re}}{k_{me}}$ (4.175)

Dacă ecuația (4.174) se scrie pentru toate nivelurile, rezultă un sistem liniar de ecuații, în care necunoscutele sunt rotirile nodurilor ($\varphi_1$, $\varphi_2$ ... $\varphi_n$).

nivelul 1: $-\left(2+\lambda\right) \cdot \varphi_1 + \varphi_2 = \dfrac{\overline{M_1}}{k_{me}}$

...velul 2: $\varphi_1 - (2+\lambda)\cdot\varphi_2 + \varphi_3 = \dfrac{\overline{M_2}}{k_{me}}$

...velul n: $\varphi_{n-1} - (1+\lambda)\cdot\varphi_n = \dfrac{\overline{M_n}}{k_{me}}$ (4.176)

...velul $n$ în paranteză avem $1+\lambda$, deoarece avem numai montantul $n$, $n$-$1$.
...ilizând relațiile (4.170) și (4.171) se determină momentele finale pe montanții și ...ele cadrului înlocuitor (în noduri).
...ă în relațiile (4.174) se exprimă rotirile în funcție de rigiditățile riglelor cu relația ..., rezultă o ecuație în care necunoscutele sunt momentele din noduri pe ...ele cadrului înlocuitor.

$$\frac{M_{re}^{i}}{k_{re}} - (2+\lambda)\frac{M_{re}^{j}}{k_{re}} + \frac{M_{re}^{k}}{k_{re}} = \frac{\overline{M_j}}{k_{me}} \qquad (4.177)$$

...că se înmulțește ecuația (4.177) cu $k_{re}$, rezultă:

$$M_{re}^{i} - (2+\lambda)M_{re}^{j} + M_{re}^{k} = \lambda\cdot\overline{M_j} \qquad (4.178)$$

...ntru simplificare momentele de pe riglele cadrului înlocuitor din noduri se ...ează cu $M_i$, $M_j$, $M_k$ și scriind ecuația (4.178) pentru fiecare nivel, rezultă un ...tem liniar de ecuații în care necunoscutele sunt momentele de pe riglele cadrului ...locuitor.

...velul 1: $-(2+\lambda)M_1 + M_2 = \lambda\cdot\overline{M_1}$
...velul 2: $M_1 - (2+\lambda)M_2 + M_3 = \lambda\cdot\overline{M_2}$
...velul n: $M_{n-1} - (1+\lambda)M_n = \lambda\cdot\overline{M_n}$ (4.179)

...că se ține seama de deformabilitatea axială a montanților sistemul de ecuații ...vine:

...velul 1: $-(2+\lambda\gamma)M_1 + M_2 = \lambda\cdot\overline{M_1}$
...velul 2: $M_1 - (2+\lambda\gamma)M_2 + M_3 = \lambda\cdot\overline{M_2}$
...velul n: $M_{n-1} - (1+\lambda\gamma)M_n = \lambda\cdot\overline{M_n}$ (4.180)

...de: $\gamma$ se calculează cu relația (4.104).

...zolvarea sistemului de ecuații (4.179) sau (4.180), din care rezultă momentele ... riglele cadrului înlocuitor se face cu ajutorul calculatoarelor s-au manual, prin ...minarea succesivă a necunoscutelor $M_1$, $M_2$, $M_3$ etc., astfel că în ultima ecuație ...mâne o singură necunoscută ($M_n$).

### c.) Calculul momentelor în montanții cadrului înlocuitor

Calculul momentelor în montanții cadrului înlocuitor se face prin izolarea unu montant, care este încărcat cu jumătate din încărcările orizontale și cu momentel de continuitate din rigle, determinate prin rezolvarea sistemului de ecuații (4.179 sau (4.180) (Fig. 4.46).

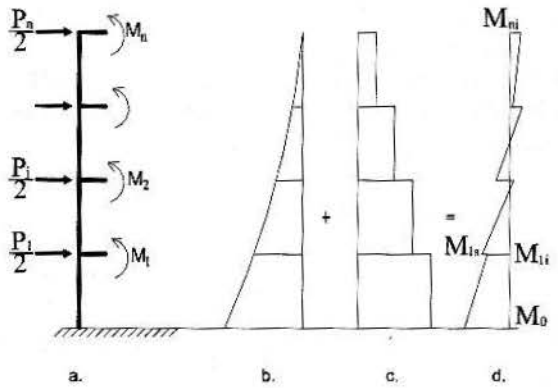



Fig. 4.46 Momente pe un montant al cadrului înllocuitor
a-schema statică, b-momente din Pj/2, c- momente în montant produse de momentele din rigle, d-diagrama finală de momente

Momentele pe montant rezultă prin însumarea algebrică a momentelor produse de încărcările orizontale ($P_j/2$) și cele produse de momentele de pe rigle.
Se constată că la fiecare nod, cu excepția ultimului nivel și al celui de încastrare, rezultă două momente: unul superior și unul inferior.
Cunoscând momentele pe montanții și riglele cadrului înlocuitor, se poate trasa diagrama de momente pe cadrul înlocuitor. Cele de pe montanți se notează cu $M_{me}$, iar cele pe rigle cu $M_{re}$ (Fig. 4.47).
Trebuie să avem în vedere faptul că încărcările orizontale pot fi de la stânga la dreapta sau invers. După determinarea momentelor, cadrul înlocuitor este rezolvat. Nu este necesar a calcula și alte eforturi pe cadrul înlocuitor.

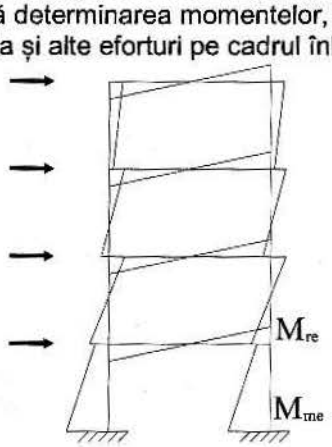



Fig. 4.47 Momente pe cadrul înlocuitor pentru încărcări de la stânga la dreapta

### 4.3.7.3 Calculul cadrului înlocuitor cu alte metode

Cadrul înlocuitor se poate calcula și cu alte metode, cum sunt:
- metoda coeficienților, și
- metoda distribuției și transmiterii momentelor neechilibrate.

**a.) Metoda coeficienților**

În metoda coeficienților se calculează în primul rând momentele în montanții echivalenți cu relația:

$$M_{me} = \frac{q \cdot H^2}{100} \cdot m \qquad (4.181)$$

Unde $q$ este valoarea încărcării distribuite liniar, respectiv triunghiular pe înălțimea clădirii, $m$ este un coeficient care se dă în tabele (Anexa 8A), în funcție de tipul încărcării (vânt sau seism), numărul de niveluri și coeficienții $\lambda$ și $\gamma$, iar H este înălțimea clădirii.
Încărcarea q se determină astfel (Fig. 4.48).

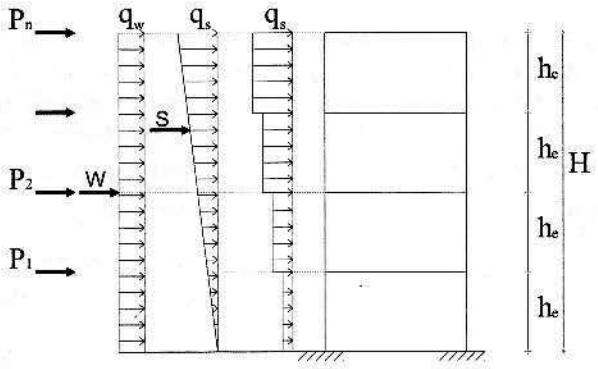



Fig. 4.48 Stabilirea încărcării q din relația (4.181)

- pentru vânt :

$$q_w = \frac{W}{h} \qquad (4.182)$$

- pentru seism :

$$q_s = \frac{2S}{H} \qquad (4.183)$$

Coeficienții $m$ din (4.181) se notează cu $m_w$ sau $m_s$ (pentru cânt sau seism).

Se menționează că la fiecare nivel, cu excepția ultimului și a celui de încastra
dau două valori pentru coeficientul $m$: superior și inferior.
În cazul seismului încărcarea $q$ din (4.181) se mai calculează și cu relația:

$$q_s = \frac{P_n}{h_e} \qquad (4.18$$

unde $P_n$ este încărcarea seismică concentrată de la ultimul nivel.
Calculul momentelor în rigle se face prin echilibrul nodurilor:

$$M_{re} = M_{me}^{s} + M_{me}^{i} \qquad (4.18$$

Metoda coeficienților, deși în aparență simplă, prezintă dezavantajul că p
determinarea coeficientului $m$ din (4.181) trebuie făcute o mulțime de inter
pentru coeficienții $\lambda$ și $\gamma$. Pentru fiecare coeficient $m$ sunt necesare trei interp
In plus, în tabele se dau doar trei valori pentru $\gamma$ (1.00, 1.10, 1.20). .Pentru
$\gamma > 1.20$ nu este corectă extrapolarea și atunci se consideră, în mod simp
$\gamma = 1.20$, ceea ce introduce o eroare.

**b.) Metoda distribuției și transmiterii momentelor neechilibrate.**

Momentele neechlibrate sunt momentele de încastrare perfectă ce acționeaz
fiecare montant al cadrului înlocuitor, calculate cu relațiile (4.167) și (4.
Acestea se reprezintă pe o schemă cu un singur montant, pe care se
distribuția și transmiterea lor la nodurile vecine pe baza coeficienților de distri
$\rho_m$ (pentru montantul echivalent), respectiv $\rho_r$ pentru riglele echivalente, așa
se arată în figura 4.49, unde momentele neechilibrate s-au notat cu $m$.

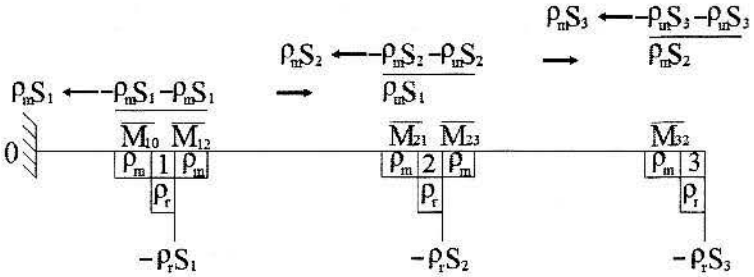



Fig. 4.49 Schema cadrului înlocuitor pentru determinarea momentelor prin me
distribuției și a transmiterii momentelor neechilibrate

1. Suma momentelor neechilibrate din nodul 1 ($S_1 = \overline{M_{10}} + \overline{M_{12}}$
$S_1 = m_{10} + m_{12}$ cum e pe figură) se distribuie cu semn schimbat eleme
concurente în noduri prin înmulțirea coeficienților de distribuție și va
distribuite pe montant se transmit nodurilor vecine cu valoarea integr
semn schimbat. Cele de pe riglă nu se transmit.

2. Suma momentelor neechilibrate din nodul 2 ( $S_2 = \rho_m \cdot S_1 + \overline{M_{21}} + \overline{M_{23}}$ ) se distribuie și transmite ca la punctul 1.
3. Se procedează la fel în nodul 3, unde suma momentelor neechilibrate este $S_3 = \rho_m \cdot S_2 + \overline{M_{31}}$

Se repetă operațiile de mai sus, începând de fiecare dată cu nodul 1, de câteva ori, până ce valorile distribuite și transmise sunt mici. Calculul se va termina cu o distribuție, fără transmiteri, pentru a avea echilibrul nodurilor.
Coeficienții de distribuție se calculează cu valorile rigidităților la distorsiune ale montanților și riglelor echivalente.

- la nivelul curent:

$$\rho_m = \frac{k_{me}}{2k_{me} + k_{re}} \qquad (4.186)$$

$$\rho_r = \frac{k_{re}}{2k_{me} + k_{re}} \qquad (4.187)$$

- la ultimul nivel:

$$\rho_m = \frac{k_{me}}{k_{me} + k_{re}} \qquad (4.188)$$

$$\rho_r = \frac{k_{re}}{k_{me} + k_{re}} \qquad (4.189)$$

Valorile finale ale momentelor rezultă prin însumarea valorilor de pe fiecare element. Deși aparent laborioasă, metoda distribuției și transmiterii momentelor neechilibrate prezintă avantajul obținerii momentelor pe montanți și rigle într-o singură etapă.
De asemenea, are o precizie mai bună prin considerarea influenței momentului neechilibrat de la un nivel asupra tuturor celorlalte niveluri, spre deosebire de rezolvarea analitică, unde influența momentelor neechilibrate este considerată numai asupra nivelurilor adiacente.

### 3.7.4 Trecerea de la cadrul înlocuitor la cadrul asociat peretelui

Știind momentele în montanții și riglele cadrului înlocuitor ($M_{me}$ și $M_{re}$) se determină momentele în elementele peretelui cuplat (montanți și buiandrugi), ținând seama că la fiecare nivel suma momentelor de pe montanții echivalenți ($2M_{me}$) este egală cu suma momentelor de pe montanții peretelui ( $\sum M_m$ ), respectiv suma momentelor de pe rigla cadrului înlcuitor ( $2M_{re}$ ) este egală cu suma momentelor din buiandrugii peretelui ( $\sum M_b$ ):

$$2M_{me} = \sum M_m \qquad (4.190)$$

$$2M_{re} = \sum M_b \tag{4.191}$$

În figura 4.50 se arată modul de aplicare a relațiilor (4.190) și (4.191) la un nivel curent.

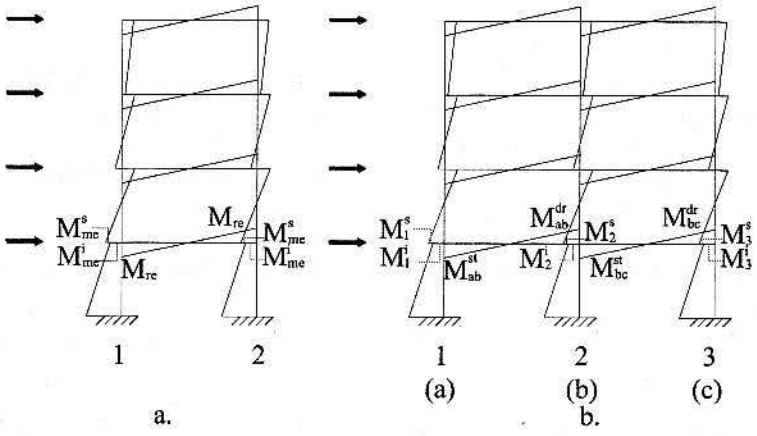



Fig. 4.50 Momente încovoietoare pe cadrul înlocuitor (a) și peretele cuplat (b)

- pe montanți (momentele superioare și inferioare pe fiecare nod cu excepția ultimului nivel și cel de încastrare):

$$2M^s_{me} = M^s_1 + M^s_2 + M^s_3 \tag{4.192}$$

$$2M^i_{me} = M^i_1 + M^i_2 + M^i_3 \tag{4.193}$$

- pe rigle:

$$2M_{re} = M^{st}_{ab} + M^{dr}_{ab} + M^{st}_{bc} + M^{dr}_{bc} \tag{4.194}$$

Momentele din peretele cuplat sunt proporționale cu rigiditățile elementelor (montanți sau rigle).

Momentele rezultate în elementele cadrului înlocuitor se repartizează elementelor peretelui pe baza rigidității montanților, astfel:

- într-un montant curent i al peretelui, având rigiditatea $k_{mi}$, rezultă:

$$M_{mi} = 2M_{me}\frac{k_{mi}}{\sum k_{mi}} = M_{me}\frac{k_{mi}}{\frac{\sum k_{mi}}{2}} = M_{me}\frac{k_{mi}}{k_{me}} \tag{4.195}$$

Se constată că relația (4.190) este îndeplinită. Momentele în buiandrugii peretelui cuplat se determină prin echilibrul nodurilor (Fig. 4.51).

$$M_c^{st} = 2M_{re}\frac{k_{m3}}{\sum k_m} = M_{re}\frac{k_{m3}}{k_{me}} \tag{4.203}$$

Momentele din figura 4.47 corespund cazului cu încărcarile orizontale acționând de la stânga la dreapta.
La schimbarea sensului acțiunii orizontale se schimbă sensurile pentru toate momentele. Se constată că momentele din buiandrugi calculate cu relațiile (4.200)-(4.203) respectă atât relația (4.191), cât și echilibrul nodurilor.
Din relațiile de mai sus rezultă:

$$\sum\frac{k_{mi}}{\sum k_{me}} = 1{,}00 \tag{4.204}$$

$$\sum\frac{k_{mi}}{k_{me}} = 2{,}00 \tag{4.205}$$

### 4.3.7.5 Calculul forțelor tăietoare în elementele peretelui cuplat

#### a.) În montanți:

Calculul forțelor tăietoare din încărcări orizontale în montanții unui perete cuplat se determină prin izolarea montantului pe un nivel (Fig. 4.52). Se reprezintă momentele încovoietoare de continuitate ce acționează pe capetele montanților și se determină forțele tăietoare în montanți din ecuațiile de moment. Între nivelele curente $j$ - $k$ rezultă:

$$V_{jk} = \frac{M_j^s + M_k^i}{h_e} \tag{4.206}$$

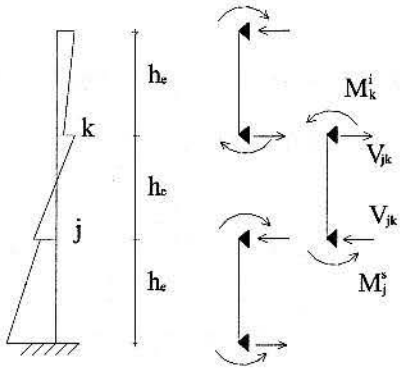



Fig. 4.52 Schema de calcul a forțelor tăietoare în montanți

Având în vedere că momentele de pe capetele montanților izolați au sens contrar cu cele de pe fețele nodurilor, rezultă că în relația (4.207) sunt positive momentele care rotesc în sens antiorar. La toate nivelurile trebuie să rezulte forțe tăietoare positive, care rotesc montanții în sens orar.

**b) În buiandrugi**

Calculul forțelor tăietoare în buiandrugii unui perete cuplat se face la fel, ca și în cazul montanților: se izolează buiandrugii, care sunt acționați de momentele de continuitate ce acționează pe fețele buiandrugilor (Fig. 4.53).

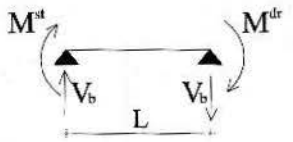



Fig. 4.53 Schema de calcul a forțelor tăietoare în buiandrugi

$$V_b = \frac{M^{st} + M^{dr}}{2} \tag{4.207}$$

Conform convenției de semne, momentele din figura 4.53 sunt negative dacă încărcarea orizontală are sensul de la stânga la dreapta și $V_b$ este negativă, aceste semne schimbându-se la schimbarea sensului de acțiune a încărcării orizontale.

În figura 4.54 se arată diagrama de forțe tăietoare la un perete cuplat cu trei montanți pentru încărcări orizontale acționând de la stânga la dreapta.

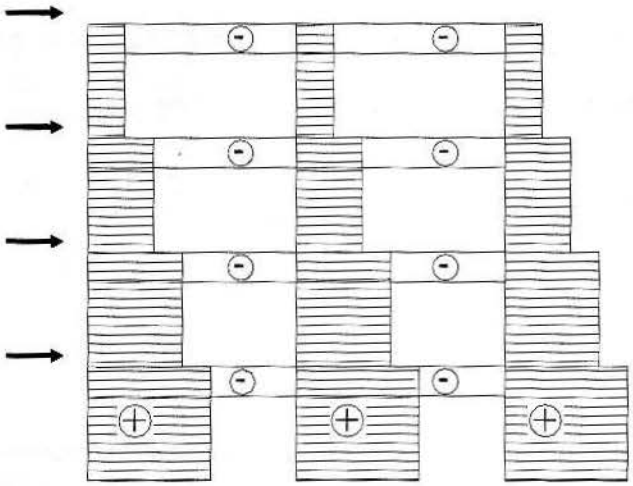


Fig. 4.54 Diagrama de forțe tăietoare într-un perete cuplat

### 4.3.7.6 Calculul eforturilor axiale din încărcări orizontale

Eforturile axiale din încărcări orizontale sunt importante numai în cazul montanților pereților cuplați, putând fi neglijate în buiandrugi.

În figura 4.55 se prezintă cazul unui perete cuplat cu trei montanți, sensul încărcării orizontale fiind de la stânga la dreapta.

Eforturile axiale în montanți se determină prin însumarea forțelor tăietoare din buiandrugi.

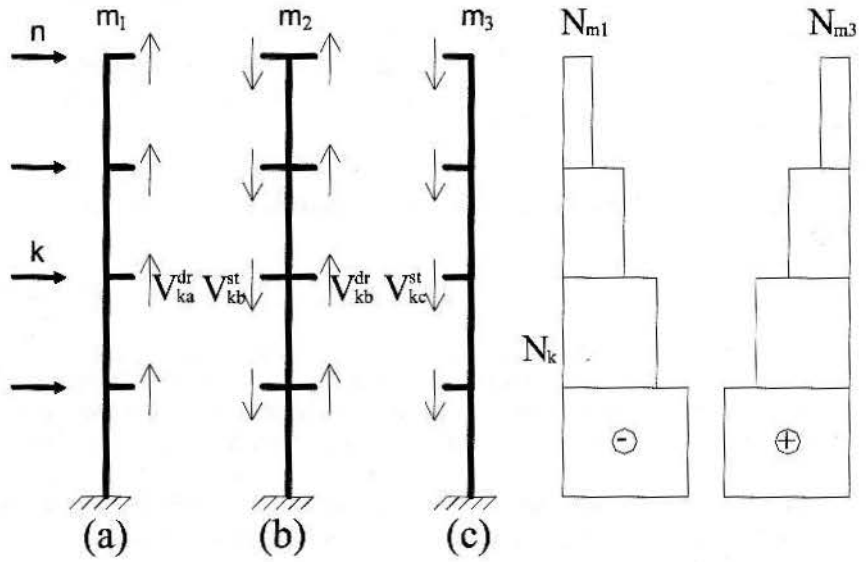



Fig. 4.55 Schema montanților pentru calculul efortului axial în montanți

La nivelul curent k, în montanții extremi avem efortul unitar $N_k$:

$$N_k = \sum_{i=k}^{n} V_k \tag{4.208}$$

La același nivel, pe montantul central rezultă:

$$N_k = \sum_{i=k}^{n} \left( V_{kb}^{st} - V_{kb}^{dr} \right) \tag{4.209}$$

Eforturile axiale din montanți pot fi de întindere sau de compresiune. Intrucât eforturile de compresiune produse de încărcările gravitaționale sunt predominante s-au notat cu semnul plus, eforturile de compresiune produse de încărcările orizontale se vor nota tot cu semnul plus, iar cele de întindere cu minus.
In figura 4.55 rezultă întindere în montantul $m_1$, respectiv compresiune în $m_3$, dacă încărcarea orizontală acționează de la stânga la dreapta și invers dacă încărcarea orizontală acționează de la dreapta la stânga.

In montantul central efortul axial cu valoare relativ mică, poate fi de compresiune sau de întindere, în funcție de mărimea forțelor tăietoare din stânga și dreapta.

Pentru o secțiune simetrică rezultă $N_{m2}=0$.

Deși eforturile axiale din buiandrugi sunt mici și pot fi neglijate, în continuare se prezintă determinarea lor, care este utilă pentru a vedea echilibrul nodurilor sub acțiunea eforturilor de forfecare și axiale. In figura 4.56 se prezintă un caz pentru acțiuni orizontale de la stânga la dreapta.

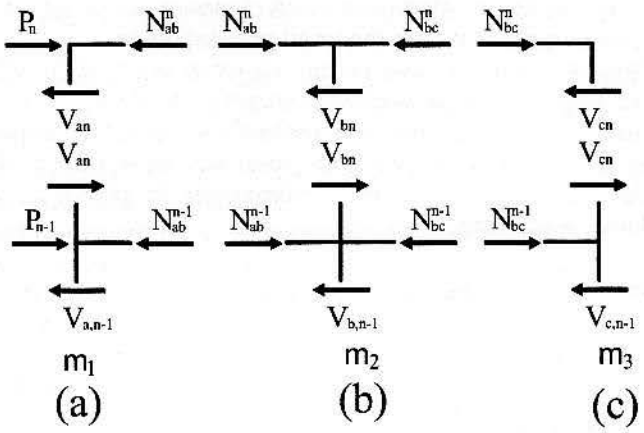



Fig. 4.56 Schema de calcul a eforturilor axiale în buiandrugi

Din ecuațiile de proiecție pe orizontală scrise în nodurile $a_n$ și $b_n$, respectiv $a,n-1$ și $b,n-1$ rezultă eforturile axiale în buiandrugi.

$$N_{ab}^{n} = P_n - V_{an} \tag{4.210}$$

$$N_{bc}^{n} = N_{ab}^{n} - V_{bn} \tag{4.211}$$

$$N_{ab}^{n-1} = P_{n-1} + V_{an} - V_{a,n-1} \tag{4.212}$$

$$N_{bc}^{n-1} = N_{ab}^{n-1} + V_{bn} - V_{b,n-1} \tag{4.213}$$

Relațiile de mai sus pot fi scrise pentru toate nivelurile. Ecuațiile de proiecție de pe nodurile ultimului montant ($m_3$ în cazul de față) servesc doar pentru verificare.

### 4.3.8 Eforturi finale în planul peretelui

După determinarea eforturilor din încărcări gravitaționale (obișnuit numai efortul axial) și a eforturilor din încărcări orizontale, se calculează eforturile, finale pe principiul suprapunerii efectelor. Rezultă:

- în montanți:

$$N_{ED} = N_G \pm N_F \tag{4.214}$$

$$V_{ED} = \pm V_F \tag{4.215}$$

$$M_{ED} = \pm M_F \tag{4.216}$$

În relațiile (4.214) - (4.216) s-au folosit notațiile:
$N_{ED}, V_{ED}, M_{ED}$- eforturile finale (efort axial, forță tăietoare și moment încovoietor)
$N_G$-efortul axial de compresiune din încărcări gravitaționale
$N_F$, $V_F$, $M_F$- eforturile din încărcarea orizontală, care poate fi din vânt în gruparea fundamentală (indicele $F=W$), respectiv din seism (indicele $F=S$).
În vederea determinării exigențelor de rezistență ale pereților în planul lor, având eforturile maxime în secțiunile cele mai solicitate, este necesară determinarea rezistențelor de rupere ale pereților și montanților în planul lor și compararea acestora cu eforturile maxime.

- în rigle:

$$V_{ED} = V_G \pm V_F \tag{4.217}$$

$$M_{ED} = M_G \pm M_F \tag{4.218}$$

unde $V_G$ și $M_G$ sunt forța tăietoare și momentul încovoietor produse de încărcările gravitaționale, iar $V_F$ și $M_F$ sunt aceleași eforturi produse de încărcările orizontale (vânt în GF, seism în GS).

### 4.3.9 Rezistența la efort efort axial și încovoiere în planul median

In secțiune acționează efortul axial $N_{Ed}$ șimomentul încovoietro $M_{Ed}$. Aceste eforturi sunt produse de încărcările corespunzătoare grupării de încărcări la care se face verificarea.
Rezistența la efort axial și încovoiere în planul peretelui reprezintă momentul încovoietor de rupere ($M_{Rd}$), asociat efortului axial de compresiune $N_{Ed}$.

#### 4.3.9.1 Condiții generale de calcul

Pentru determinarea rezistenţei de proiectare la forţă axială şi moment încovoietor în planul peretelui se folosesc următoarele ipotezele generale de calcul:

- ipoteza secţiunilor plane;
- în cazul secţiunilor din zidărie armată (ZC şi ZIA) betonul conlucrează cu zidăria până în stadiul ultim; deformaţiile ultime ale betonului ($\varepsilon_{ub}$) luate în calcul nu pot însă depăşi valorile deformaţiilor specifice ultime ale zidăriei ($\varepsilon_{uz}$);
- rezistenţa la întindere a zidăriei se neglijează;

- în stadiul ultim, eforturile unitare în zona comprimată a zidăriei se consideră uniform distribuite; idem pentru beton;

În cazul pereților cu formă complexă a secțiunii transversale (**I, L,T**) rezistența de proiectare la forță axială și moment încovoietor în planul peretelui se va determina pe baza secțiunii de calcul cu lungimile tălpilor; se va verifica, dacă talpa comprimată satisface condiția de rezistență la compresiune.

Legăturile dintre inima și tălpile pereților cu formă complexă precum și secțiunile slăbite prin șlițuri verticale vor fi verificate pentru eforturile de lunecare verticale.

Această verificare nu este necesară dacă legătura între talpa și inima peretelui satisface următoarele condiții:

- în cazul pereților din zidărie nearmată (**ZNA**) :
  - pereții de pe ambele direcții sunt executați simultan;
  - secțiunea de legătură între pereți nu este slăbită prin șlițuri verticale;
  - la colțuri, intersecții și ramificații sunt prevăzute armături în rosturile orizontale.

c.) În cazul pereților din zidăria confinată, cu sau fără armături prevăzute în rosturile orizontale (**ZC/ZC+AR**):
  - ștrepii reprezintă 50% din suprafața de contact între zidărie și beton;
  - secțiunea de legătură între pereți nu este slăbită prin șlițuri verticale;
  - la colțuri, intersecții și ramificații sunt prevăzute armături în rosturile orizontale.

### 4.3.9.2 Pereții din ZNA

În momentul ruperii se consideră că efortul unitar al blocului efortului de compresiune este egal cu 0,8 din rezistența de proiectare la compresiune a zidăriei.

În funcție de alcătuirea secțiunii și sensul încărcării seismice putem avea, în general, secțiuni în formă de T cu talpă în zona întinsă sau comprimată și secțiunii în forma de I, E, L, una din cele doua tălpi extreme fiind în zona întinsă și cealată în zona comprimată.

#### a) Montant fără talpă în zona comprimă (Fig. 4.57)

*Lucrează numai zidăria din zona comprimată, a cărei rezultantă de compresiune este :*

$$C_z = 0{,}8 \cdot x \cdot t \cdot f_{zd} \tag{4.219}$$

Din ecuația de proiecție pe verticală rezultă :

$$C_z = N_{Ed} \tag{4.220}$$

Din (4.219) și (4.220) rezultă înălțimea zonei comprimate:

$$x = \frac{N_{Ed}}{0.8 \cdot t \cdot f_{zd}} \tag{4.221}$$

Rezultanta $C_z$ acționează în centrul de greutate al ariei comprimate, respectiv la $x/2$.

UNIVERSITATEA TEHNICĂ
BIBLIOTECA
CLUJ-NAPOCA

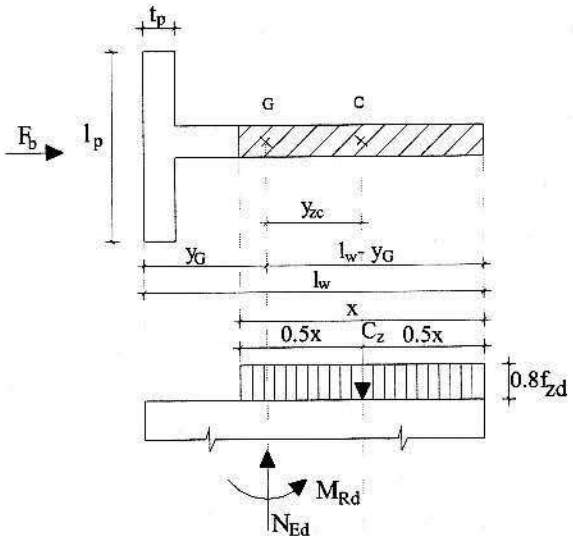



Fig. 4.57 Montant din ZNA cu talpa în zona întinsă

Distanța de la $C_z$ la centrul de greutate al secțiunii este:

$$y_{zc} = l_w - y_G - 0{,}5x \tag{4.222}$$

Rezistența de încovoiere a montantului, respectiv momentul capabil:

$$M_{Rd} = C_z \cdot y_{zc} = N_{Ed} \cdot y_{zc} \tag{4.223}$$

**b) montant cu talpa în zona comprimată (Fig. 4.58)**

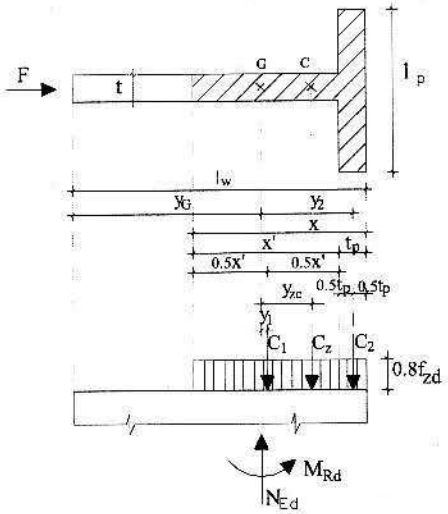



Fig. 4.58 Montant din ZNA cu talpa în zona comprimată

$$C_1 = 0{,}8 \cdot t_p \cdot l_p \cdot f_{zd} \tag{4.224}$$

$$C_2 = 0{,}8 \cdot t_p \cdot x' \cdot f_{zd} \tag{4.225}$$

ezultanta din zona comprimată a zidăriei este:

$$C_z = 0{,}8 \cdot A_{zc} \cdot f_{zd} \tag{4.226}$$

nde $A_{zc}$ este aria zonei comprimate

$$A_{zc} = t_p \cdot l_p + t \cdot x' \tag{4.227}$$

ezultanta totală de compresiune se poate scrie:

$$C_z = C_1 + C_2 = 0{,}8 \cdot (t_p \cdot l_p + t \cdot x') \cdot f_{zd} \tag{4.228}$$

nde $C_1$ și $C_2$ sunt rezultantele de compresiune din talpă, respectiv din zona mprimată a inimii.
n ecuația de proiecție rezultă înălțimea zonei comprimate:

$$N_{Ed} = C_z = 0{,}8 \cdot (t_p \cdot l_p + t \cdot x') \cdot f_{zd} \tag{4.229}$$

$$x' = \frac{N_{Ed} - 0.8 \cdot l_p \cdot t_p \cdot f_{zd}}{0.8 \cdot t \cdot f_{zd}} \tag{4.230}$$

$$x = x' + t \tag{4.231}$$

ezistența de încovoiere este :

$$M_{Rd} = C_z \cdot y_{zc} = C_1 \cdot y_1 + C_2 \cdot y_2 \tag{4.232}$$

azul verificării pereților la acțiuni seismice se limitează aria zonei întinse prin itarea excentricității rezultantei de compresiune:

$$y_{zc} \le 1{,}2 \cdot r_s \tag{4.233}$$

de $r_s$ este limita sâmburelui central pe direcția excentricității.

### 9.3 Zidăria armată:

funcție de alcătuirea secțiunii și sensul acțiunii seismice sunt posibile diverse ații, care pot fi considerate astfel:

- secțiuni cu un singur stâlpișor în extremitatea întinsă a secțiunii;
- secțiuni cu un singur stâlpișor în extremitatea comprimată a secțiunii;

- secțiuni cu doi stâlpișori dispuși la extremitățile secțiunii.

**a) Secțiuni cu un singur stâlpișor dispus în extremitatea întinsă a secțiunii**

În acest caz este necesar ca armătura din stâlpișor să intre în curgere înaintea atingerii scurtării limită a zidăriei comprimate, asigurându-se astfel o rupere ductilă, ceea ce necesită limitarea cantității de armătură întinsă.
După fisurare, zidăria din zona întinsă nu preia eforturi.

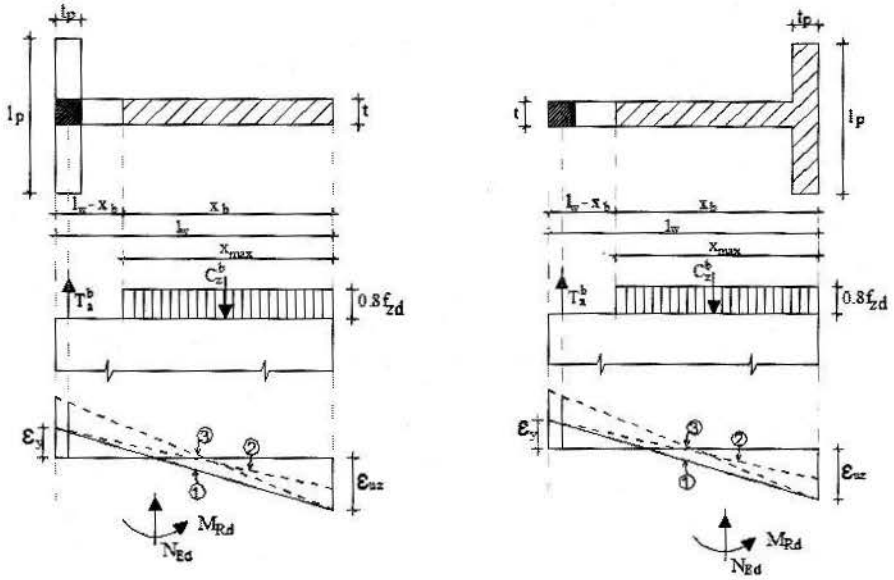



Fig. 4.59 Deformații specifice în secțiunea transversală

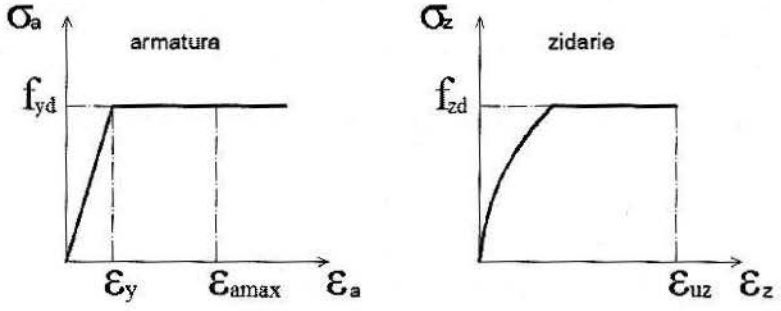



Fig. 4.60 Diagramele caracteristice ale armăturii și zidăriei

Comportarea pereților din zidărie armată depinde de caracteristicile secțiunii și cantitatea de armătură, în special întinsă, așa cum se arată în figura 4.59, unde se prezintă trei cazuri de deformații în secțiunea transversală:

1- situația de balans, în care deformația de curgere din armătura întinsă ( $\varepsilon_y$ ) și scurtarea limită a zidăriei ( $\varepsilon_{uz}$ ) se ating simultan (fig. 4.49). Armătură întinsă corespunzătoare situație de balans ( $A_a^b$ ) atinge deformația $\varepsilon_y$ dar nu intă în curgere în momentul ruperii, care se produce prin atingerea deformației ultime a zidăriei. Este o rupere fragilă.
2- situația în care armătura întinsă este mai mică decât cea din situația de balans. Deformația, $\varepsilon_y$ din armătură se atinge înaintea atingerii scurtării limită a zidăriei.
3- situația de rupere prin atingerea scurtării limită a zidăriei, însă armătura întinsă având deformații substanțial mai mari decât cea de curgere, ceea ce asigură o rupere ductilă.

Pentru a realiza o comportare ductilă, în CR6-2006 se limitează cantitatea maximă de armătură întinsă la jumătate din cea corespunzătoare situației de balans.

**a1) Situația de balans**

In situația de balans înălțimea zonei comprimate ($x_b$) rezultă din asemănarea triunghiurilor din figura 4.59.
Pentru simplificare se consideră $\varepsilon_y$ la marginea secțiunii.

$$x_b = l_w \frac{\varepsilon_{uz}}{\varepsilon_{uz} + \varepsilon_y} \tag{4.234}$$

Conform Codului CR6-2006, se consideră că efortul unitar din zidărie este egal cu $0,8f_{zd}$, iar blocul eforturilor unitare se extinde pe înălțimea:

$$x_{\max} = 0.8 x_b \tag{4.235}$$

Ecuația de proiecție este:

$$T_a^b + N_{Ed} = C_z^b \tag{4.236}$$

unde:

$$T_a^b = A_a^b \cdot f_{yd} \tag{4.237}$$

Rezultanta $C_z^b$ diferă de forma zonei comprimate:
Pentru cazul din figura 4.59a avem:

$$C_z^b = (0.8 \cdot t \cdot x_b) \cdot 0.8 \cdot f_{zd} = 0.64 \cdot t \cdot l_w \frac{\varepsilon_{uz}}{\varepsilon_{uz} + \varepsilon_y} f_{zd} \tag{4.238}$$

Pentru cazul din figura 4.59b avem:

$$C_z^b = \left[ 0.64 \cdot t \cdot l_w \frac{\varepsilon_{uz}}{\varepsilon_{uz} + \varepsilon_y} + 0.8 \cdot t_p \cdot (l_p - t) \right] f_{zd} \quad (4.23$$

Înlocuind în (4.236) rezultă aria armăturii de balans:

- pentru cazul din figura 4.48a:

$$A_a^b = 0.64 \cdot t \cdot l_w \frac{\varepsilon_{uz}}{\varepsilon_{uz} + \varepsilon_y} \cdot \frac{f_{zd}}{f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \quad (4.24$$

- pentru cazul din figura 4.48b:

$$A_a^b = \left[ 0.64 \cdot t \cdot l_w \frac{\varepsilon_{uz}}{\varepsilon_{uz} + \varepsilon_y} + 0.8 \cdot t_p \cdot (l_p - t) \right] \cdot \frac{f_{zd}}{f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \quad (4.24$$

In comparație cu $A_a^b$ din (4.240), cea din (4.241) rezultă mai mare datorită faptu că talpa este în zona comprimată.
Cantitatea maximă de armătură întinsă este jumătate din cea de balans:

$$A_{a\max} = 0.5 \cdot A_a^b \quad (4.24$$

Procentul maxim de armare raportat la aria inimii este :

- pentru cazul din figura 4.48a:

$$p_{\max} = \frac{A_a^b}{2 \cdot t \cdot l_w} \cdot 100 = 32 \frac{\varepsilon_{uz}}{\varepsilon_{uz} + \varepsilon_y} \cdot \frac{f_{zd}}{f_{yd}} - 50 \frac{N_{Ed}}{t \cdot l_w \cdot f_{yd}} \quad (\%) \quad (4.243$$

- pentru cazul din figura 4.48b:

$$p_{\max} = \left[ 32 \frac{\varepsilon_{uz}}{\varepsilon_{uz} + \varepsilon_y} + 40 \frac{t_p \cdot (l_p - t)}{t \cdot l_w} \right] \cdot \frac{f_{zd}}{f_{yd}} - 50 \frac{N_{Ed}}{t \cdot l_w \cdot f_{yd}} \quad (\%) \quad (4.244$$

Totodată în codul CR6-2006 se limitează înălțimea maximă a zonei comprimate:

$$x_{\max} \leq 0.30 \cdot l_w \quad (4.245$$

În tabelul 4.4 se dau valorile $\varepsilon_{uz}$ (scurtarea specifică limită) pentru zidărie $\varepsilon_y$ (alungirea specifică la care armătura intră în curgere).

*Tabelul 4.4 Valorile $\varepsilon_{uz}$ și $\varepsilon_y$*

| Pentru zidărie | | Pentru oțel | |
|---|---|---|---|
| Tipul elementelor de zidărie | $\varepsilon_{uz}$ (‰) | $\varepsilon_y$ (‰) | |
| | | OB37 | PC52 |
| - din argilă arsă din grupa 1<br>- din blocuri cu goluri din beton obișnuit | 3 | 1,0 | 1,50 |
| - din argilă arsă cu goluri verticale, grupa 2<br>- din blocuri cu goluri din beton ușor<br>- din BCA | 2 | | |

Pentru elementele din argilă arsă cu goluri verticale din grupa 2S valoarea $\varepsilon_{uz}$ va fi declarată de producător.

**a2) Rezistența la încovoiere**

rezistența la încovoiere ($M_{Rd}$) se determină, în situațiile în care aria armăturii este mai mică decât $A_{a\max}$.

În situația în care în zona comprimată este lamelară (fără talpă) rezultă (Fig. 4.61).

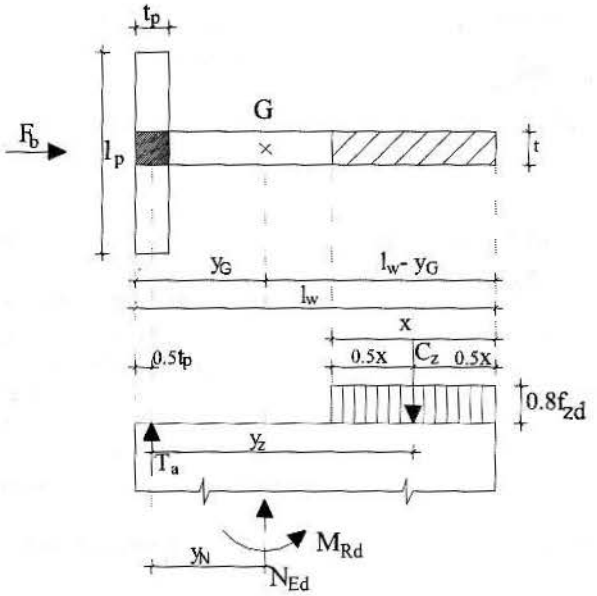



Fig. 4.61 Montant cu stâlpișorul și talpa în extremitatea întinsă

$$T = A_a \cdot f_{ya} \qquad (4.246)$$

$$C_z = 0.8 \cdot t \cdot x \cdot f_{zd} \qquad (4.247)$$

$$T + N_{Ed} = C_z \tag{4.248}$$

$$A_a \cdot f_{yd} + N_{Ed} = 0.8 \cdot t \cdot x \cdot f_{zd} \tag{4.249}$$

$$x = \frac{A_a \cdot f_{yd} + N_{Ed}}{0.8 \cdot t \cdot f_{zd}} \leq 0.3 l_w \tag{4.250}$$

$$M_{Rd} = C_z \cdot y_{zc} - N_{Ed} \cdot y_N \tag{4.251}$$

In relațiile (4.246) – (4.251) s-au folosit notațiile :

$T$- rezultanta din armătura întinsă,
$C_z$- rezultanta din zidăria comprimată
$N_{Ed}$ – efortul axial,
$x$- înălțimea zonei comprimate

In situația în care talpa este în zona comprimată rezultă (Fig. 4.62).

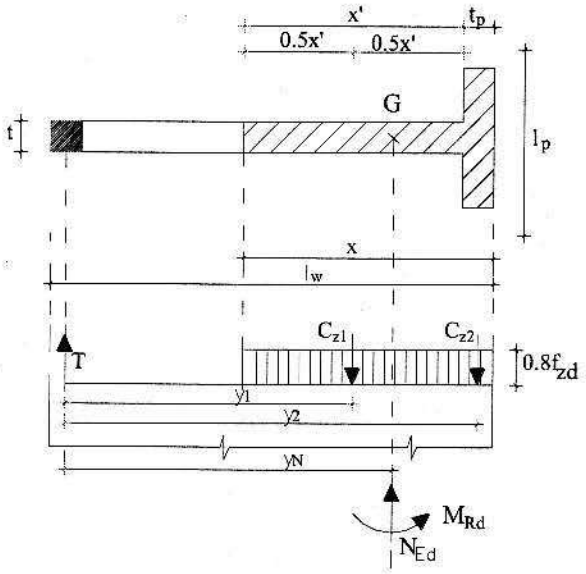



Fig. 4.62 Montant cu stâlpișor în extremitatea întinsă și talpă în zona comprimată

Procedând ca în cazul din figura 4.61 rezultă:

$$T = A_a \cdot f_{ya} \tag{4.252}$$

$$C_z = C_{z1} + C_{z2} = 0.8 \cdot t_p \cdot l_p \cdot f_{zd} + 0.8 \cdot t \cdot x' \cdot f_{zd} \tag{4.253}$$

$$T + N_{Ed} = C_z \tag{4.254}$$

$$A_a \cdot f_{yd} + N_{Ed} = 0.8 \cdot t_p \cdot l_p \cdot f_{zd} + 0.8 \cdot t \cdot x' \cdot f_{zd} \quad (4.255)$$

$$x' = \frac{A_a \cdot f_{yd} - 0.8 \cdot t_p \cdot l_p \cdot f_{zd} + N_{Ed}}{0.8 \cdot t \cdot f_{zd}} \quad (4.256)$$

$$x = x' + t_p \leq 0.3 l_w \quad (4.257)$$

$$M_{Rd} = C_{z1} \cdot y_1 + C_{z2} \cdot y_2 - N_{Ed} \cdot y_N \quad (4.258)$$

**b) Secțiuni cu un singur stâlpișor în extremitatea comprimată a secțiunii**

Întrucât în zona întinsă nu este armătură, situația este similară cu cea pentru zidărie nearmată, cu deosebirea că se ține seama de stâlpișorul din zona comprimată.
Pentru elementele de zidărie din grupele 2 și 2S se vor respecta condițiile:

- pentru extremitatea comprimată fără talpă deformația specifică a zidăriei, la limită cu stâlpișorul de beton, nu va fi mai mare decât deformația specifică maximă ($\varepsilon_{uz}$), iar deformația maximă a betonului, rezultată din ipoteză secțiunilor plane, nu va depăși 3‰;
- pentru extremitatea comprimată cu talpă, deformația maximă a betonului ($\varepsilon_{ac}$) din stâlpișor nu va fi mai mare decât deformația specifică maximă a zidăriei ($\varepsilon_{uz}$).

**Situația fără talpă în extremitatea comprimată (Fig. 4.63)**

In zona comprimată intră stâlpișorul și zidăria de pe înălțimea $x_z$.
Problema poate fi abordată prin exprimarea distinctă a rezultantelor de compresiune din zidărie, beton și armătura comprimată, sau prin utilizarea ariei echivalente (ideale). Pentru primul mod de abordare, rezultantele de compresiune din secțiune sunt:

- din zidărie:

$$C_z = 0.8 \cdot t \cdot x_z \cdot f_{zd} \quad (4.259)$$

- din stâlpișor (din beton și armătura comprimată):

$$C_s = C_c + C_a = t \cdot t_s \cdot f_{cd} + A_a \cdot f_{ya} \quad (4.260)$$

a.

b.

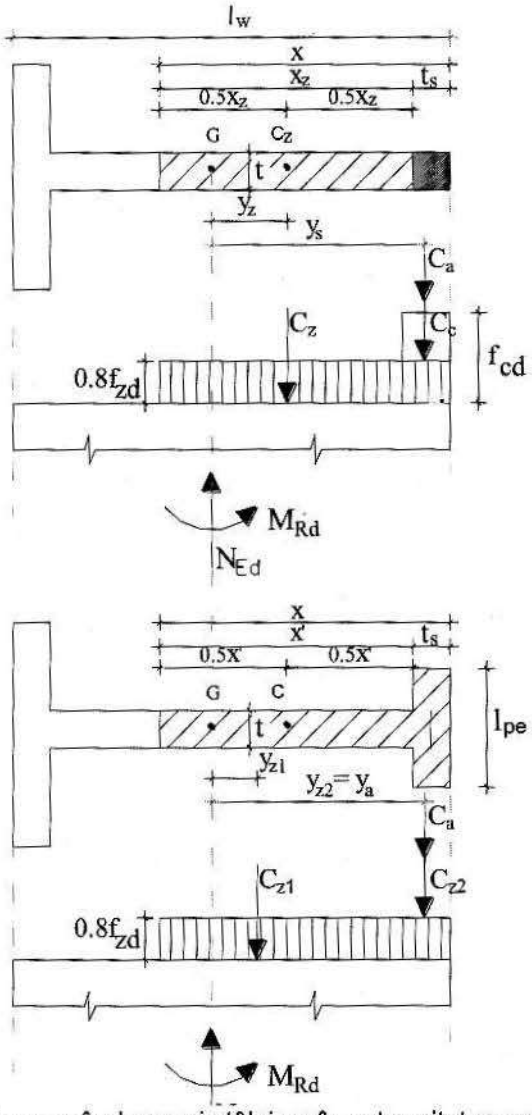



Fig. 4.63 Secțiune având numai stâlpișor în extremitatea comprimată

Din ecuația de proiecție rezultă înălțimea zidăriei comprimate ($x_z$), respectiv înălțimea întregii zone comprimate ($x$):

$$C_z + C_c + C_a = N_{Ea} \tag{4.261}$$

$$0.8 \cdot t \cdot x_z \cdot f_{zd} + t \cdot t_s \cdot f_{cd} + A_a \cdot f_{yd} = N_{Ea} \tag{4.262}$$

$$x_z = \frac{N_{Ed} - t \cdot t_s \cdot f_{cd} - A_a \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot t \cdot f_{zd}} \tag{4.263}$$

$$x = x_z + t_s \leq 1.2 r_s \tag{4.264}$$

Se impune condiția (4.264) ca și la ZNA întrucât zona întinsă este nearmată. Din ecuația de momente în raport cu centrul de greutate al secțiunii rezultă:

$$M_{Rd} = C_z \cdot y_z + C_a \cdot y_a \tag{4.265}$$

In al doilea mod de abordare aria de beton a stâlpișorului se transformă în arie echivalentă de zidărie, cu păstrarea poziție centrului de greutate, realizând o talpă echivalentă (Fig. 4.63b).

$$n_{ech} \cdot t \cdot t_s = t_s \cdot l_{pe} \tag{4.266}$$

$$l_{pe} = t \cdot n_{ech} \tag{4.267}$$

Coeficientul de echivalență ($n_{ech}$) se ia egal cu raportul dintre valoarea de bază a rezistenței de proiectare la compresiune a betonului din stâlpișor ( $f_{cd}^*$ ) și rezistența unitară de proiectare la compresiune a zidăriei ( $f_{zd}$ ), considerând coeficientul condițiilor de lucru pentru beton egal cu 0,75:

$$n_{ech} = 0.75 \frac{f_{cd}^*}{f_{zd}} = 0{,}75 \frac{f_{cd}}{m_z \cdot f_{kz}} \cdot \frac{\gamma_z}{\gamma_c} \tag{4.268}$$

Unde $f_{kz}$ și $f_{cd}$, $\gamma_z$ și $\gamma_c$ sunt rezitențele caracteristice, respectiv coeficienții parțiali de siguranță ai zidăriei și betonului iar $m_z$ este coeficientul condițiilor de lucru al zidăriei.

Rezultanta de compresiune din zidărie, care acționează în centrul de greutate al zonei comprimate ($C$) este :

$$C_z = C_{z1} + C_{z2} \tag{4.269}$$

Unde $C_{z1}$ și $C_{z2}$ sunt rezultantele de compresiune din zona comprimată a inimii, respectiv din talpă.

$$C_{z1} = 0.8 \cdot t \cdot x' \cdot f_{zd} \tag{4.270}$$

$$C_{z2} = 0.8 \cdot t_p \cdot l_{pe} \cdot f_{zd} \tag{4.271}$$

Din ecuația de proiecție rezulta $x'$:

$$x' = \frac{N_{Ed} - 0.8 \cdot t_s \cdot t \cdot f_{zd} - A_a \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot t \cdot f_{zd}} \quad (4.272)$$

respectiv

$$x_{ech} = x' + t_s \leq 1.2 r_s \quad (4.273)$$

Din ecuația de momente în raport cu centrul de greutate rezultă:

$$M_{Rd} = C_z \cdot y_z + C_a \cdot y_a = C_{z1} \cdot y_{z1} + C_{z2} \cdot y_{z2} + C_a \cdot y_a \quad (4.274)$$

In situația cu un stâlpișor și talpă în zona comprimată se procedează în același mod, fie utilizând în mod distinct rezultantele de compresiune, fie utilizând aria echivalentă a zonei comprimate, la care lățimea tălpii este :

$$l_{pe} = l_p + t \cdot n_{ech} \quad (4.275)$$

Unde $l_p$ este lățimea tălpii din secțiunea reală.

**c) Secțiuni cu stâlpișori la ambele extremități**

Ca și în cazul cu un singur stâlpișor în extremitatea întinsă, este necesar ca armătura din stâlpișorul întins să intre în curgere înaintea scurtării limită a zidăriei comprimate.
In situația de balans înălțimea zonei comprimate ($x_b$) se calculează cu relația (4.234) și se consideră că blocul eforturilor unitare din zidăria comprimată se extinde cu $0,8x_b$.
Extremitatea comprimată poate fi lamelară (fig. 4.65) sau cu talpă (fig. 4.64).

**c1) Situația de balans**

Modul de abordare poate fi pe secțiunea reală, considerând în mod distinct eforturile de compresiune din zidărie, beton și armătura comprimată (fig. 4.64a, 4.65a) sau aria echivalentă (fig. 4.64 b, 4.65b).

Sunt valabile relațiile (4.234)-(4.235), iar ecuația de proiecție în situația de balans pentru secțiunea ideală este:

$$T_a^b + N_{Ed} = C_z^b + C_a \quad (4.276)$$

unde:

$$T_a^b = A_a^b \cdot f_{yd} \quad (4.277)$$

$$C_z^b = 0.8 \cdot t \cdot x_{\max} \cdot f_{zd} + t_p (l_{pech} - t) \cdot f_{zd} \quad (4.278)$$

$$C_a = A_a^{'} \cdot f_{yd} \qquad (4.279)$$

a.

b.

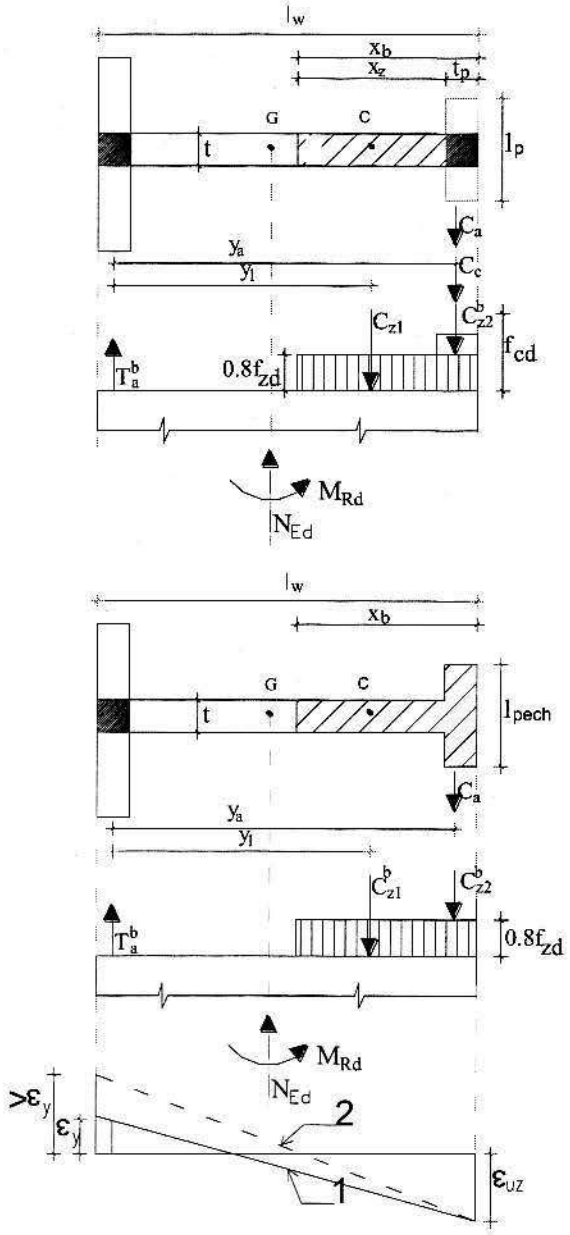



Fig. 4.64 Situația de balans la secțiuni cu stâlpișori la ambele extremități : a- secțiunea reală, b- secțiunea ideală, c-deformații specifice în secțiune 1- situația de balans,

2- $A_a^{\max} - \frac{A_a^{'}}{} < \Delta A_{a\max}$

Ținând seama de (4.234) și (4.235) din relația (4.227) rezultă aria rmăturii întinse pentru situația de balans:

$$A_a^b = \left[ 0.64 \cdot t \cdot l_w \frac{\varepsilon_{uz}}{\varepsilon_{uz} + \varepsilon_y} + 0.8 \cdot t_p \cdot (l_{pech} - t) \right] \cdot \frac{f_{zd}}{f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} + A_a' \qquad (4.280$$

Care este relația (4.280) corectată, unde *lp* se înlocuiește cu $l_{pech}$ și se adaugă armătura din extremitatea comprimată ( $A_c'$ ).
Aria maximă a armăturii întinse este jumătate din cea de balans. Rezultă:

$$A_{a\max} = \left[ 0{,}32t \cdot l_w \frac{\varepsilon_{uz}}{\varepsilon_{uz} + \varepsilon_y} + 0{,}4t_p \cdot (l_{pech} - t) \right] \cdot \frac{f_{zd}}{f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{2 \cdot f_{yd}} + \frac{A_a'}{2} \qquad (4.281$$

Sau procentul maxim de armare raportat la aria inimii :

$$p_{\max} - \frac{p'}{2} = \left[ 32 \frac{\varepsilon_{uz}}{\varepsilon_{uz} + \varepsilon_y} + 40 \frac{t_p \cdot (l_{pech} - t)}{t \cdot l_w} \right] \cdot \frac{f_{zd}}{f_{yd}} - 50 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \quad (\%) \qquad (4.282$$

unde

$$p' = \frac{A_a'}{t \cdot l_w} \cdot 100 \quad (\%) \qquad (4.283$$

Este procentul de armare din stâlpișorul comprimat raportat la aria inimii.
In comparație cu secțiunile cu un singur stâlpișor în extremitatea întinsă- relațiile (4.243) și (4.244)- la secțiuni cu stâlpișori în ambele extremități, cantitatea de armătură întinsă poate fi mai mare, așa cum rezultă din relațiile (4.283) și (4.284).

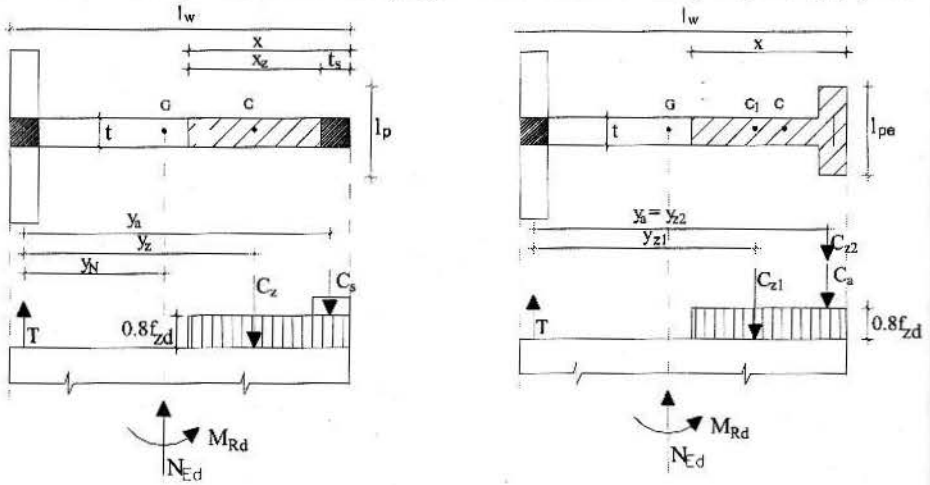



Fig. 4.65 Secțiune fără talpă în zona comprimată: a-arie reală, b- aria echivalentă

**c2) Rezistența la încovoiere**

**1) Montant fără talpă în zona comprimată**

Considerând secțiunea reală rezultă (Fig. 4.54a).

- Compresiune în zidărie :

$$C_z = 0.8 \cdot t \cdot x_x \cdot f_{zd} \tag{4.284}$$

- Compresiune în stâlpișor :

$$C_s = t \cdot t_s \cdot f_{cd} + A_a^{'} \cdot f_{yd} \tag{4.285}$$

- Ecuația de proiecție :

$$T + N_{Ed} = C_z + C_s \tag{4.286}$$

$$T + N_{Ed} = 0.8 \cdot t \cdot x_z \cdot f_{zd} + t \cdot t_s \cdot f_{cd} + A_a^{'} \cdot f_{yd} \tag{4.287}$$

- Înălțimea zonei comprimate:

$$x_z = \frac{N_{Ed} + T - t \cdot t_s \cdot f_{cd} - A_a^{'} \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot t \cdot f_{zd}} \tag{4.288}$$

$$x = x_z + t_p \tag{4.289}$$

- Rezistența la încovoiere: rezultă din ecuația de momente în raport cu armătura întinsă:

$$M_{Rd} = C_z \cdot y_z + C_s \cdot y_a - N_{Ed} \cdot y_N \tag{4.290}$$

Considerând secțiunea ideală rezultă (fig. 4.54b) :

- Compresiunea în zidărie :

$$C_z = C_{z1} + C_{z2} \tag{4.291}$$

Unde $C_{z1}$ și $C_{z2}$ sunt rezultantele de compresiune din zona comprimată a inimii, respectiv din talpă.

$$C_{z1} = 0.8 \cdot t \cdot x' \cdot f_{zd} \tag{4.292}$$

$$C_{z2} = 0.8 \cdot t_s \cdot l_{pe} \cdot f_{zd} \tag{4.293}$$

- Compresiune în armătura comprimată :

$$C_a = A_a^{'} \cdot f_{ya} \tag{4.294}$$

- Intinderea în armătura întinsă :

$$T_a = A_a \cdot f_{ya} \tag{4.295}$$

- Ecuația de proiecție :

$$T + N_{Ed} = C_z + C_a \tag{4.296}$$

Înălțimea zonei comprimate:

$$x^{'} = \frac{N_{Ed} + T - 0.8 \cdot t_s \cdot l_{pe} \cdot f_{zd} - A_a^{'} \cdot f_{yd}}{0.8 \cdot t \cdot f_{zd}} \tag{4.297}$$

respectiv,

$$x = x' + t_s \tag{4.298}$$

- Rezistența la încovoiere rezultă din ecuația de moment în raport cu T.

$$M_{Rd} = C_z \cdot y_z + C_a \cdot y_a - N_{Ed} \cdot y_N = C_{z1} \cdot y_{z1} + C_{z2} \cdot y_{z2} + C_a \cdot y_a - N_{Ed} \cdot y_N \tag{4.299}$$

Momentul rezultantei totale de compresiune din zona comprimată ($C_z$) care acționează în $C$ (la care trebuie determinată distanța $C_z$) este egal cu momentul dat de componentele $C_{z1}$ și $C_{z2}$ la care se cunosc distanțele ($C_{z1}$ și $C_c$) până la armătura întinsă.

**2) Montant cu talpă în zona comprimată**

Considerând secțiunea reală rezultă (Fig. 4.66a) :

- Compresiunea în zidărie :

$$C_z = C_{z1} + C_{z2} = 0{,}8t \cdot x_z \cdot f_{zd} + 0{,}8t_p \cdot (l_p - t) \cdot f_{zd} \tag{4.300}$$

- Compresiune în stâlpișor :

$$C_s = t \cdot t_p \cdot f_{cd} + A_a^{'} \cdot f_{yd} \tag{4.301}$$

- Ecuația de proiecție :

$$T + N_{Ed} = C_{z1} \cdot y_{z1} + C_{z2} \cdot yz2 + C_s \tag{4.302}$$

$$A_a \cdot f_{yd} + N_{Ed} = 0.8 \cdot t \cdot x_z \cdot f_{zd} + 0{,}8 t_p (l_p - t) \cdot f_{zd} + C_s \qquad (4.303)$$

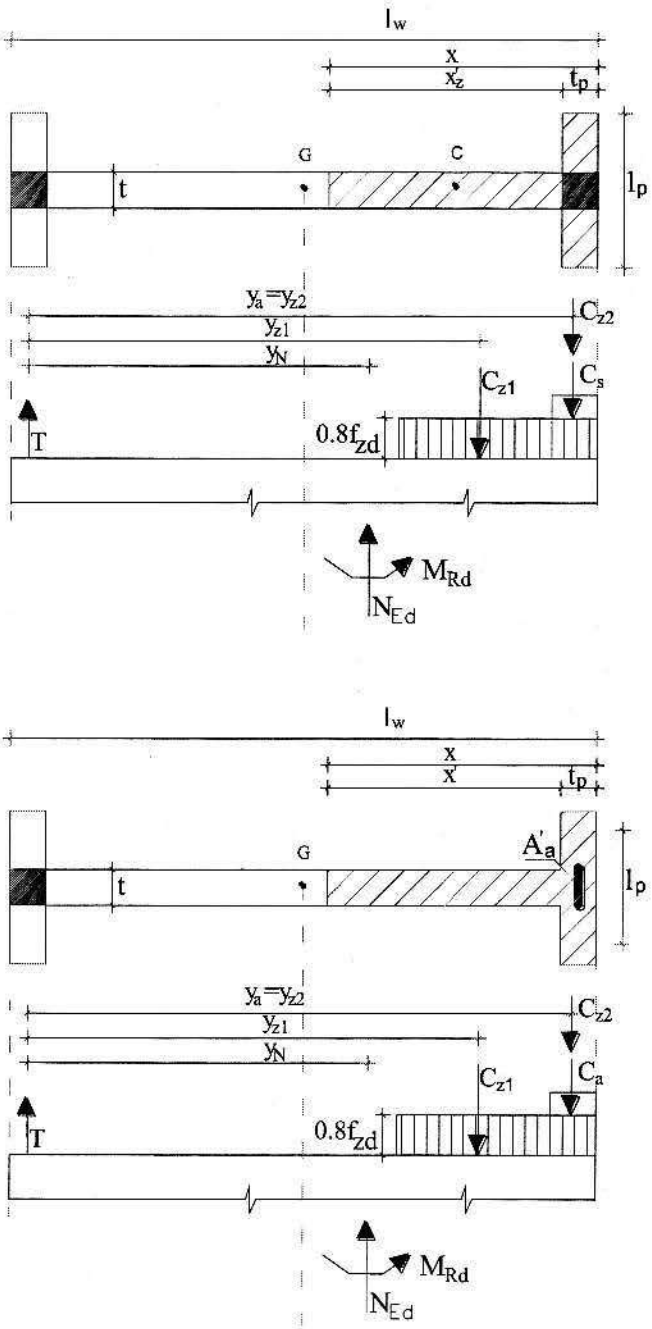



Fig. 4.66 Secțiune cu talpă în zona comprimată
a-aria reală, b-aria echivalentă

- Înălțimea zonei comprimate:

$$x_z = \frac{N_{Ed} + T - 0{,}8t_p(l_p - t)\cdot f_{zd} - C_s}{0.8\cdot t\cdot f_{zd}} \tag{4.304}$$

- Rezistența la încovoiere: rezultă din ecuația de momente în raport cu armătura întinsă:

$$M_{Rd} = C_{z1}\cdot y_{z1} + C_{z2}\cdot y_{z2} + C_s\cdot y_a - N_{Ed}\cdot y_N \tag{4.305}$$

Considerând secțiunea ideală rezultă (Fig. 4.55b).

- Lățimea tălpii echivalente :

$$l_{pe} = l_p + t\cdot n_{ech} \tag{4.306}$$

- Compresiune din zidărie :

$$C_z = C_{z1} + C_{z2} = 0{,}8t\cdot x^{'}\cdot f_{zd} + 0{,}8t_p\cdot l_{pe}\cdot f_{zd} \tag{4.307}$$

- Compresiune în armătura comprimată :

$$C_a = A_a^{'}\cdot f_{yd} \tag{4.308}$$

- Intinderea în armătura întinsă :

$$T_a = A_a\cdot f_{ya} \tag{4.309}$$

- Ecuația de proiecție :

$$T + N_{Ed} = C_z + C_a \tag{4.310}$$

- Înălțimea zonei comprimate:

$$x^{'} = \frac{N_{Ed} + T - 0.8\cdot t_p\cdot l_{pe}\cdot f_{zd} - A_a^{'}\cdot f_{yd}}{0.8\cdot t\cdot f_{zd}} \tag{4.311}$$

respectiv,

$$x = x' + t_s \tag{4.312}$$

- Rezistența la încovoiere rezultă din ecuația de moment în raport cu $T$.

$$M_{Rd} = C_z\cdot y_z + C_a\cdot y_a - N_{Ed}\cdot y_N = C_{z1}\cdot y_{z1} + C_{z2}\cdot y_{z2} + C_a\cdot y_a - N_{Ed}\cdot y_N \tag{4.313}$$

Se constată că în cazul secțiunilor echivalente rezistența la încovoiere ($M_{Rd}$) calculată pentru secțiunea ideală este puțin mai mică decât pentru secțiunea reală. Diferența rezultă că în cazul secțiunii reale rezistența unitară de proiectare la compresiune a betonului ($f_{cd}$) este neredusă, iar în cazul secțiunii echivalente, după asimilarea ariei de beton cu o arie de zidărie echivalentă, aceasta se reduce prin înmulțirea cu coeficientul 0,8.

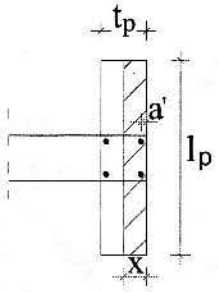



Fig. 4.67 Situația în care $x<t_p$

Dacă axa neutră este situată în talpă (Fig. 4.67) , situație posibilă pentru lățimi mari ale tălpii și efort axial relativ mic, se consideră că rezultanta de compresiune nu trece în exteriorul armăturii comprimate :

$$x \geq x_{\min} = 2a' \tag{4.314}$$

In proiectarea curentă se poate considera :

$$x_{\min} = t_p \tag{4.315}$$

Situația este acoperitoare deoarece se micșorează distanța dintre eforturile din talpă și rezultanta de întindere din stâlpișorul întins.

In comentariile din Codul CR6-2006, în cazul montanților cu doi stâlpișori la extremitățile secțiunii cu armări identice, momentul de rupere se calculează astfel :

$$M_{Rd} = M_{Rdz} + M_{Rda} \tag{4.316}$$

Unde $M_{Rdz}$ este momentul de rupere preluat de aria ideală de zidărie, calculat cu relația (4.223) sau (4.232), iar $M_{Rda}$ este momentul de rupere preluat de armături. Intrucât avem :

$$C = T = A_a \cdot f_{yd} \tag{4.317}$$

$$M_{Rda} = T \cdot y_a = C \cdot y_a \tag{4.318}$$

In cazul secțiunilor cu doi stâlpișori la extremități cu armături diferite, se poate utiliza relația (4.318) unde se consideră armătura din stâlpișorul cu mai puțină armătură. Diferența dintre armăturile celor doi stâlpișori este fie în zona întinsă, fie în zona comprimată și se va considera ca atare.

### 4.3.10 Rezistența la forfecare

Este forța tăietoare de rupere (capabilă) a unui perete ($V_{Rd}$) . Sub acțiunea forțe tăietoare, un perete se poate rupe în rost orizontal (Fig. 4.68a) sau după o fisur înclinată la 45° (rupere în scară).

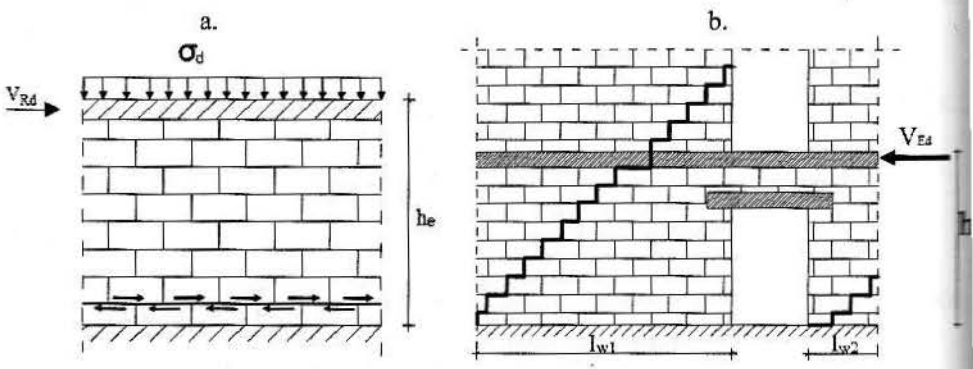



Fig. 4.68 Ruperea unui perete sub acțiunea forței tăietoare
a- în rost orizontal, b- ruperea în scară

În cazul al doilea, ruperea se datorează eforturilor principale de întindere (Fig. 4.56b). forța tăietoare capabilă este valoarea minimă a forței tăietoare de rupere calculată în cele două moduri de rupere.

În cazul ruperii în scară, în funcție de raportul dintre lungimea peretelui și înălțimea nivelului, fisura poate fi la un singur nivel sau poate intersecta centura.

#### 4.3.10.1 Rezistența la forfecare în rost orizontal

a) **Pereți din zidărie nearmată (ZNA) în cazul solicitărilor neseismice**

În conformitate cu prevederile din Codul CR6-2006, forța tăietoare este preluată numai de zona comprimată a inimii, rezistențe la forfecare $V_{Rd}$ având valoarea:

$$V_{Rd} = f_{vd} l_c t \tag{4.319}$$

unde: $t$ este grosimea inimii, $l_c$ lungimea comprimată a inimii iar $f_{vd}$ - rezistența unitară de proiectare la forfecare a zidăriei în rost orizontal, care ia în considerare efortul unitar de compresiune ($\sigma_m$) produs de efortul axial $N_{Ed}$.

$$\sigma_m = \frac{N_{Ed}}{A_c} \tag{4.320}$$

Unde $A_c$ este aria zonei comprimate a secțiunii (inclusive tapa comprimată).

din relația (4.319) înălțimea zonei comprimate se determină considerând că eforturile unitare de compresiune sunt distribuite liniar pe zona comprimată.
Acțiunea combinată a efortului de compresiune $N_{Ed}$ și a montantului $M_{Ed}$ se înlocuiește cu acțiunea efortului $N_{Ed}$ aplicat excentric, cu excentricitatea:

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \tag{4.321}$$

Rezultanta eforturilor de compresiune din zona comprimată a zidăriei ($C_z$) este coliniară cu efortul $N_{Ed}$.

**Perete fără talpă în zona comprimată (Fig. 4.69).**

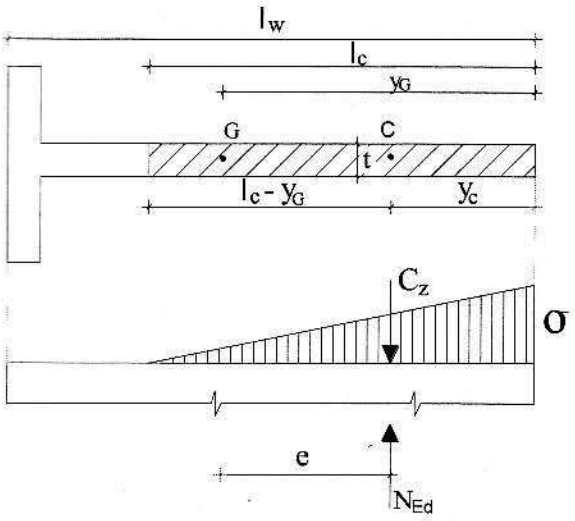



Fig. 4.69 Perete din ZNA fără talpă în zona comprimată

Din figura 4.57 rezultă:

$$y_c = y_G - e \tag{4.322}$$

Ținând seama că $y_c = l_c / 3$ pentru distribuția liniară a eforturilor din zona comprimată, rezultă:

$$l_c = 3(y_G - e) \tag{4.323}$$

Valoarea maximă a efortului unitar rezultă din relația:

$$\frac{1}{2} \cdot \sigma \cdot t \cdot l_c = C_z = N_{Ea} \tag{4.324}$$

$$\sigma = \frac{2N_{Ed}}{t \cdot l_c} \tag{4.325}$$

Respectiv efortul unitar mediu:

$$\sigma_m = \frac{N_{Ed}}{t \cdot l_c} \tag{4.326}$$

**a2) Perete cu talpă în zona comprimată**

Efortul $N_{Ed}$ acționează cu excentricitatea $e$ dată de (4.321) și este coliniară cu rezultanta $C_z$ care se compune din două rezultante: cea din inimă ($C_{z1}$) și cea din talpă ($C_{z2}$).

Pentru distribuția liniară a eforturilor, cu valoarea maximă $\sigma_1$, se consideră că în talpă avem $\sigma = \sigma_1 = const$ și rezultă:

$$C_{z1} = \frac{t \cdot l_c}{2} \cdot \sigma_1 \tag{4.327}$$

$$C_{z2} = t_p \cdot (l_p - t)\sigma_1 \tag{4.328}$$

$$C_z = C_{z1} + C_{z2} = \left[ \frac{t \cdot l_c}{2} + t_p (l_p - t) \right] \cdot \sigma_1 \tag{4.329}$$

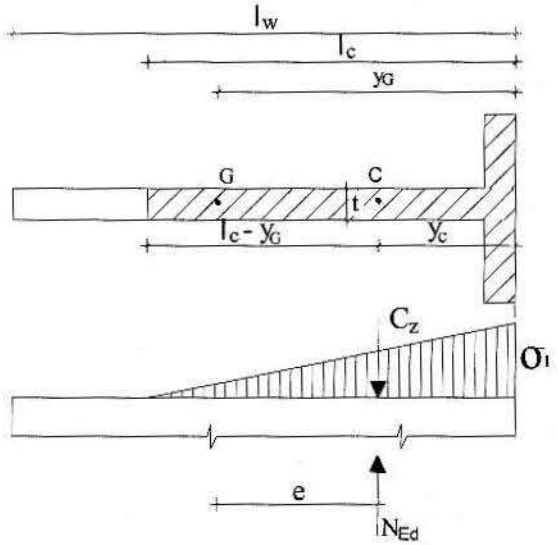



Fig. 4.70 Perete din ZNA cu talpă în zona comprimată

Momentul rezultantei $C_z$ în raport cu fibra extremă comprimată este egal cu suma momentelor rezultantelor $C_{z1}$ și $C_{z2}$ în raport cu aceeași fibră.

$$C_z \cdot y_c = C_{z1} \cdot \frac{l_c}{3} + C_{z2} \cdot \frac{t_p}{t} \tag{4.330}$$

unde

$$y_c = y_G - e \tag{4.331}$$

Înlocuind expresiile (4.327) (4.329) în (4.330) rezultă o ecuație de gradul II având ca necunoscută lungimea zonei comprimate $l_c$:

$$l_c - 3y_c \cdot l_c - 3(l_p - t)(2y_c - t_p)\frac{t_p}{2} = 0 \tag{4.332}$$

Valoarea efortului unitary maxim $\sigma_1$, rezultă din relația:

$$C_{z1} + C_{z2} = \frac{t \cdot l_c}{2} \cdot \sigma_1 + t_p(l_p - t \cdot \sigma_1 = N_{Ed} \tag{4.333}$$

$$\sigma_1 = \frac{2N_{Ed}}{t \cdot l_c + 2l_p \cdot (l_p - t)} \tag{4.334}$$

Valoarea medie a efortului unitar de compresiune este:

$$\sigma_m = \frac{C_{z1} + C_{z2}}{A_c} = \frac{\sigma_1}{2} \tag{4.335}$$

**a3) Pereți din ZNA în cazul solocitărilor seismice**

În cazul solictărilor seismice efectul aderenței este anulat pe zonele desprinse (fisurate) în ciclul precedente pe porțiunile întinse.
Rezistența de proiectare la lunecare în rost orizontal se calculează cu relația:

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_M}(f_{vko} \cdot \frac{l_{ad}}{l_c} + 0{,}4\sigma_{Ed})t \cdot l_c \tag{4.336}$$

*unde:*

$l_c$- este lungimea zonei comprimate determinată pentru distribuția liniară a eforturilor unitare în secțiune,
*$l_{ad}$=$l_w$-$l_c$ este lungimea pe care aderența este anulată.*

**Pereți din zidărie confinată**

cazul pereților din zidărie confinată putem avea diverse situații, în funcție de ția stâlpișorilor și a tălpilor în secțiune.

**b1) Perete din ZC cu stâlpișor în extremitatea întinsă și zona comprimat lamelară (fără talpă).**

Această situație este prezentată în fig. 4.71. Prezența sau absența tălpii în zon întinsă, care nu preia eforturi de întindere, nu are importanță. de asemenea armătura întinsă nu preia forță tăietoare.

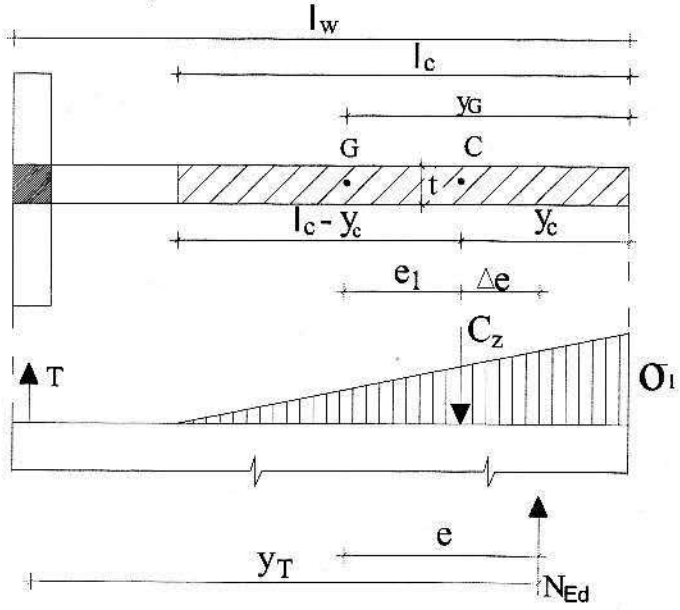



Fig. 4.71 Perete din ZC cu stâlpișor în zona întinsă

Datorită forței de întindere din armătura întinsă, rezultanta de compresiune $C_z$ s deplasează cu valoarea $\Delta_e$ care se determină scriind ecuația de moment nul î raport cu $N_{Ed}$:

$$T \cdot y_T = C_z \cdot \Delta_e \tag{4.337}$$

Întrucât

$$C_z = N_{Ed} + T \tag{4.338}$$

Rezultă:

$$\Delta_e = \frac{T}{N_{Ed} + T} \cdot y_T \tag{4.339}$$

$$e_1 = e - \Delta_e \tag{4.340}$$

Efortul din armătura întinsă se poate calcula cu relația:

$$T = T_{\max} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = A_s \cdot f_{yd} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \tag{4.341}$$

unde $M_{Rd}$ este momentul de rupere (rezistența la încovoiere) a peretelui asociat cu efortul axial $N_{Ed}$.

Pentru distribuția liniară a eforturilor avem:

$$y_c = \frac{l_c}{3} \tag{4.342}$$

$$l_c = 3(y_G - e_1) \tag{4.343}$$

**b) Perete din ZC cu stâlpișor în extremitatea comprimată (Fig. 4.72)**

Peretele fără talpă comprimată.

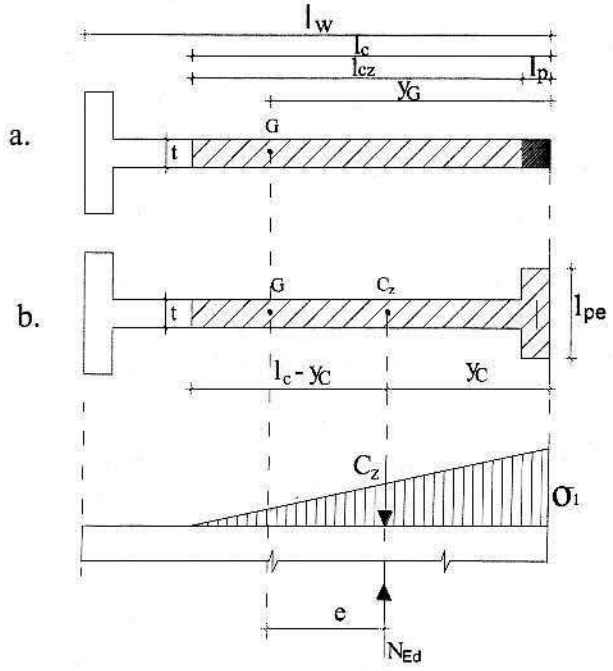



Fig. 4.72 Perete din ZC cu un singur stâlpișor în extremitatea comprimată
a-secțiunea reală, b- secțiunea echivalentă

Forța tăietoare capabilă se determină cu relația:

$$V_{Rd} = V_{Rdz} + V_{Rdc} + V_{Rds} \tag{4.344}$$

Unde $V_{Rdz}$, $V_{Rdc}$ și $V_{Rds}$ sunt rezistențele de forfecare ale zidăriei ($V_{Rdz}$), betonului ($V_{Rdc}$) și armăturii ($V_{Rds}$) din stâlpișorul comprimat care se determină cu relațiile:

$$V_{Rdz} = t \cdot l_{cz} \cdot f_{zvd} \tag{4.345}$$

$$V_{Rdc} = t \cdot t_p \cdot f_{cvd} \tag{4.346}$$

$$V_{Rds} = 0{,}2 \cdot A_s \cdot f_{yd} \tag{4.347}$$

unde $f_{zdv}$ și $f_{cvd}$ sunt rezistențele unitare la forfecare a zidăriei și betonului, iar $f_{yd}$ este rezistența unitară la compresiune a armăturii comprimate ($A_s$).

Aria de beton și armătură comprimată se inlocuiesc cu o arie echivalentă de zidărie sub formă de talpă echivalentă a cărei lățime rezultă din relația (Fig. 4.72b):

$$t \cdot t_p \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} = t_p \cdot l_{pe} \cdot f_{zd} \tag{4.348}$$

$$l_{pe} = t \cdot n_{ec} + \frac{A_s}{t_p} n_{es} \tag{4.349}$$

unde $n_{ec}$ și $n_{es}$ sunt coeficienții de echivalență pentru beton și armătură:

$$n_{ec} = \frac{f_{cd}}{f_{zd}} \tag{4.350}$$

$$n_{es} = \frac{f_{yd}}{f_{zd}} \tag{4.351}$$

unde $f_{cd}$, $f_{zd}$ și $f_{yd}$ sunt rezistențele unitare la compresiune al betonului, zidăriei și armăturii.

Pentru secțiunea echivalentă eforturile $C_z$ și $N_{Ed}$ sunt coliniare și în continuare se procedează ca pentru pereții din ZNA cu talpă în zona comprimată.

**b3) Perete din ZC cu talpă și stâlpișor în zona comprimată**

Relațiile (4.344) - (4.351) sunt valabile și în acest caz, cu precizarea că lățimea tălpii echivalentă se calculează cu relația:

$$l_{pe} = l_p + t(n_{ec} - 1) + \frac{A_s}{t_p} n_{es} \tag{4.352}$$

unde $l_p$ este lățimea tălpii secțiunii reale cu grosimea $t_p$, iar $t$ - grosimea inimii.

**b4) Perete din ZC cu stâlpișori în ambele extremități ale secțiunii, fără talpă în zona comprimată**

Se procedează ca și în cazul din fig. 4.72, însă trebuie luat în considerare efortul de întindere din armătura stâlpișorului întins (Fig. 4.73).

Considerarea efortului din armătura stâlpișorului întins se face ca și în cazul anterior ($b_1$), aplicând relațiile (4.337) – (4.345).

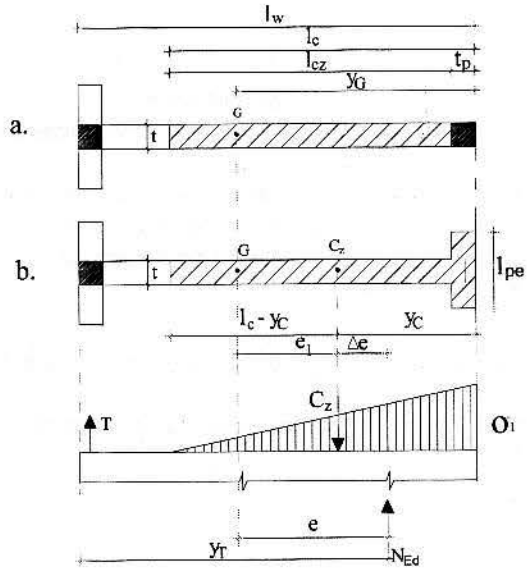



Fig. 4.73 Perete cu doi stâlpișori

**b5) Perete din ZNA cu stâlpișor la ambele extremități ale secțiunii și talpă în zona comprimată**

Se procedează ca și în cazul precedent, cu precizarea că lățimea tălpii echivalente se determină cu relația (4.352).

**4.3.10.2 Rezistența la eforturi principale de întindere**

În acest caz ruperea se produce după secțiuni înclinate la 45 °(rupere în scară) – fig. 4.68b.

Această rezistență este analizată numai în proiectul de revizuire a codului CR6-2006.

**a) Pereții din ZNA**

Rezistența de proiectare la cedare pe secțiune înclinată a pereților structurali din zidărie nearmată se va calcula cu relația:

$$V_{Rd,i} = \frac{A_w}{b} f_{vd,i} \qquad (4.353)$$

unde:

$f_{vd,i}$ este valoarea de proiectare a rezistenței unitare de cedare pe secțiuni înclinate,

b este un coeficient de corecție care ține seama de raportul dimensiunilor panoului din zidărie, astfel:

- b=1.5 pentru $h/l_w \geq 1.5$,
- b=1.0 pentru $h/l_w < 1.0$,

- b= $h/l_w$ pentru $1.0 \le h/l_w < 1.5$.

Înălțimea panoului de zidărie se va lua:

- $h=h_{tot}$ pentru pereții care lucrează în consolă,
- $h=h_e$ pentru spaleții care pot fi considerați dublu încastrați la extremități.

Dacă fisura înclinată intersectează centura, atunci 50% din armătura din centură se va lua în considerare, forța tăietoare preluată de centură va fi:

$$V_{Rdc} = 0{,}5(0{,}8A_c \cdot f_{yd}) = 0{,}4A_c \cdot f_{yd} \tag{4.354}$$

unde $A_c$ este aria armăturilor din centură, iar $f_{yd}$ rezistența unitară de proiectare a armăturii.
Dacă peretele este prevăzut cu armături în rosturile orizontale, forța tăietoare preluată de aceaste armături este:

$$V_{Rda} = 0{,}8A_{ao}^{f} \cdot f_{yd} \tag{4.355}$$

Unde $A_{ao}^{f}$ este aria totală a armăturii intersectate (care se consideră la 45°)

Se precizează că armăturile orizontale pot prelua forță tăietoare numai dacă sunt prevăzute pe toată lungimea peretelui și ancorate corespunzător la capete.
Se poate determina cantitatea de armătură orizontală pe unitatea de lungime a peretelui:

$$A_{ao}^{1} = \frac{A_{ao}^{fis}}{l_{fis}} = \frac{A_{ao}^{niv}}{h_e} = \frac{A_{ao}^{s}}{s} \tag{2.355'}$$

Unde $A_{ao}^{fis}$, $A_{ao}^{niv}$ și $A_{ao}^{s}$ sunt ariile de armături intersectate de fisură ( $A_{ao}^{fis}$ ), de pe un nivel $A_{ao}^{niv}$, respectiv dintr-un singur rost orizontal, $s$ fiind distanța dintre armăturile orizontale.
Din (2.355') armăturile orizontale:

$$A_{ao}^{fis} = A_{ao}^{niv}\frac{l_w}{h_e} = A_{ao}^{s}\frac{l_w}{s} \tag{2.356}$$

Astfel că relația (4.356) se poate scrie sub formele:

$$V_{Rda} = \frac{0{,}8A_{ao}^{niv} \cdot l_w}{h_e} f_{yd} \tag{4.357}$$

$$V_{Rda} = \frac{0{,}8A_{ao}^{s} \cdot l_w}{s} f_{yd} \tag{4.358}$$

În cazul unui perete din ZNA cu armături în rosturile orizontale și la care fisura înclinată intersectează centura, rezistența la forfecare în secțiunea înclinată se calculează cu relația:

$$V_{Rdi} = V_{Rdz} + V_{Rdc} + V_{Rds} \tag{4.359}$$

Unde $V_{Rdz}$, $V_{Rdc}$ și $V_{Rds}$ se calculează cu relațiile (4.353), (4.354) și (4.355) , respectiv (4.357) sau (4.358).

Pentru pereții din ZNA în codul P100-3/2008 (care se utilizează pentru evaluarea clădirilor existente) se definesc trei capacități de rezistență la forța tăietoare , astfel:

- forța tăietoare asociată cedării prin compresiune excentrică a unui perete, când în secțiune acționează efortul axial de proiectare $N_{Ed}$ și momentul de rupere $M_{Rd}$:

$$V_{Rd1} = \frac{N_{Ed}}{c_p \cdot \lambda_p}(1 - 1{,}15\upsilon_D) \tag{4.360}$$

unde $c_p$ este un coeficient care depinde de condițiile de fixare la extremitățile ale peretelui: $c_p$=2,0 pentru perete consolă (montant), $c_p$=1,0 pentru perete dublu încastrat la extremități (șpalet cuprins între centuri-buiandrugi) $\lambda_p = \frac{H_p}{l_w}$ este factorul de formă al peretelui cu înălțimea totală $H_p$ și lungimea $l_w$.

$\upsilon_D = \frac{\sigma_{Ed}}{f_{zd}}$, unde $\sigma_{Ed}$ se calculează cu relația (4.326), iar $f_{zd}$ este rezistența unitară de proiectare a zidăriei.

- forța tăietoare de proiectare de rupere prin fisura înclinată (fisurare diagonală sau în scară).

$$V_{Rd2} = \frac{t \cdot l_w \cdot f_{pd}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Ed}}{f_{pd}}} \tag{4.361}$$

unde $f_{pd}$ este rezistența unitară de proiectare a zidăriei la eforturi principale de întindere, iar $b = \lambda_p$ din relația (4.360), cu respectarea condiției 1,0≤b≤1,5.

- forța tăietoare de proiectare de rupere prin lunecare în rost orizontal, calcută cu relația (4.319).

În final, rezistența de rupere la forfecare este valoarea minimă dintre cele trei valori.

### b) Pereții din zidăria armată

În cazul pereților din zidărie armată fisura înclinată poate intersecta diverse elemente ale peretului.
În cazul unui perete din ZC+AR, relația generală pentru determinarea rezistenței la eforturi principale de întindere este următoare:

$$V_{Rdi} = V_{Rdz} + V_{Rdc} + V_{Rda} + V_{Rds} \quad (4.362)$$

Unde

$V_{Rdz}$ - forța tăietoare capabilă a zidăriei calculată cu relația (4.353),
$V_{Rdc}$ - forța tăietoare capabilă a centurii calculată cu relația (4.354),
$V_{Rda}$ – forța tăietoare capabilă a armăturii din rosturi orizontale calculată cu relația (4.357) sau (4.358).

$V_{Rds}$ - forța tăietoare preluată de stâlpul intersectat de fisură. În codul CR6-2006 și proiectul de revizuire a codului acesta rezistența nu se ia în considerare.
Dacă unele elemente lipsesc sau nu sunt intersectate de fisură, rezistențe corespunzătoare în relația 4.362 sunt nule.

### 4.3.10.3 Rezistența de proiectare a pereților la lunecare verticală asociată încovoierii

Datorită dualității eforturilor unitare tangențiale, din acțiuni orizontale rezultă atât forfecare în secțiuni orizontale (lunecări) cât și forfecare în secțiuni verticale cu elementele de zidărie legate prin țesere.
Într-o secțiune orizontală diagrama eforturilor unitare tangențială are o formă parabolică cu valoarea maximă în centrul de greutate și salturi în secțiunile în care sunt variații bruște ale lățimii secțiunii între talpă și inimă, precum și în zone cu eventuale slăbiri (șlițuri verticale) (Fig. 4.74).

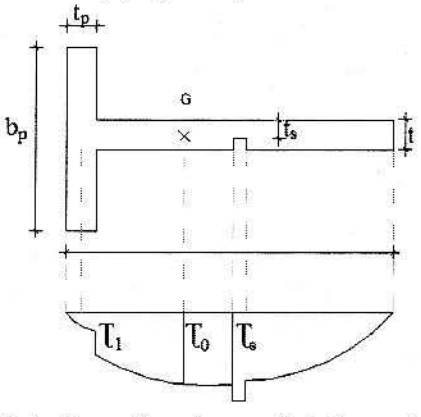



*Fig. 4.74 Diagrama eforturilor unitare tangențiale în secțiune orizontală, într-un perete cu inima slăbită*

Lunecarea verticală ($L_v$) reprezintă rezultanta eforturilor $\tau$ în secțiunea verticală considerată pe înălțimea unui nivel și se determină cu relația:

$$L_v = \tau \cdot A_f = \tau \cdot t \cdot h_e \tag{4.363}$$

unde $\tau$ este efortul tangențial $\tau_1, \tau_0$ sau $\tau_s$, în funcție de poziția secțiunii verticale considerate. În secțiunea slăbită t din (4.363) se înlocuiește cu $t_s$, aria forfecată este mai mică ($t_s h_e$), ceea ce duce la creșterea efortului $\tau$.
Relația (4.363) se mai poate scrie:

- într-o secțiune fără slăbiri:

$$L_v = \frac{T \cdot S}{t \cdot I} \cdot t \cdot h_e = T \cdot h_e \frac{S}{I} = \Delta M_{Ed} \frac{S}{I} \tag{4.364}$$

- într-o secțiune slăbită:

$$L_v = \frac{T \cdot S}{t_s \cdot I} \cdot t \cdot H_e = \Delta M_{Ed} \frac{T \cdot S}{t_s \cdot I} \tag{4.365}$$

unde,

$$\Delta M_{Ed} = M_{Ed}^{\inf} - M_{Ed}^{\sup} \tag{4.366}$$

Diferența de momente raportată la $h_e$ este valoarea forței tăietoare de pe nivelul respectiv (Fig. 4.75).

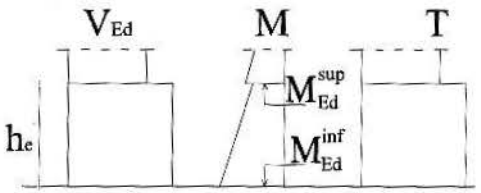



Fig. 4.75 Valorile $\Delta M_{Ed}^{\inf}$ și $\Delta M_{Ed}^{\sup}$ din relația (4.259)

În relațiile (4.364) și (4.365) s-au utilizat notațiile:

*S*- momentul static al secțiunii care lunecă, în raport cu centrul de greutate al secțiunii.
*I*- momentul de inerție al secțiunii.

În cazul ZC, *S* și *I* se determină pentru secțiunea ideală.
Rezistența de proiectare la lunecare verticală a peretelui se calculează cu relația:

$$L_{Rd} = A_f \cdot f_{vdo} == t \cdot h_e \cdot f_{vdo} \tag{4.367}$$

unde $f_{vdo}$ este rezistența unitară la forfecare în rost orizontal cu efort axial ( $\sigma$ ) nul.

În conformitate cu CR6-2006, rezistența unitară la forfecare a zidăriei în secțiuni verticale, cu rosturi legate, se consideră egală cu rezistența unitară inițială de forfecare din rosturi orizontale continue ($f_{vdo}$), pentru $\sigma = 0$, întrucât în secțiunea verticală nu avem eforturi de compresiune.

### 4.3.11 Rezistența de proiectare la încovoiere perpendicular pe planul median al peretelui

Modul de rupere al pereților de umplutură perpendicular pe planul lor median poate fi într-un plan de rupere paralel cu rosturile orizontale (orizontal) sau plan de rupere perpendicular pe rosturile orizontale (vertical).

Rezistența de proiectare este momentul încovoietor de rupere calculat pentru o fâșie (bandă) de perete cu lățimea de 1m, dispusă în zonele cu momente maxime: în centrul panourilor pline, respectiv la marginea golurilor (Fig. 4.76).

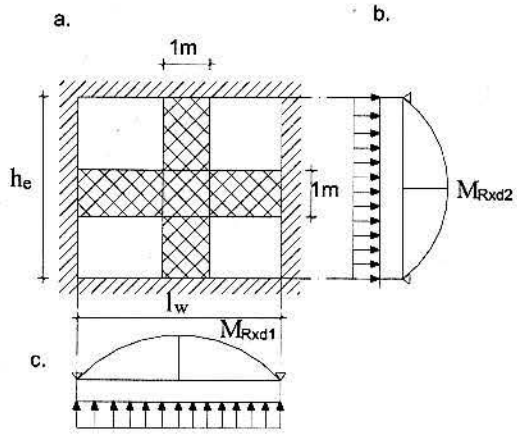



Fig. 4.76 Ruperea unui perete la încovoiere perpendicular pe planul peretelui
a- vedere perete, b- solicitarea fâșiei verticale și ruperea în plan orizontal,
c- solicitarea fâșiei orizontale și ruperea în plan vertical

$$M_{Rdx1} = W \cdot f_{xd1} \qquad (4.368)$$

$$M_{Rdx2} = W \cdot f_{xd2} \qquad (4.369)$$

unde $W$ este modulul de rezistență al fâșiei cu lățimea de un metru, iar $f_{xd1}$ și $f_{xd2}$ sunt rezistențele unitare de rupere după cele două planuri de rupere.

$$W = \frac{100 \cdot t^2}{6} \quad (\text{cm}^3) \qquad (4.370)$$

Rezistența de rupere la încovoiere perpendicular pe planul median al peretelui este valoarea minimă a momentului de rupere dat de relațiile (4.368) și (4.369).

### 4.3.12 Rezistența de proiectare a panourilor de umplutură în planul lor

Sub acțiunea încărcărilor orizontale în planul peretelui, un panou de umplutură se poate rupe în trei moduri, astfel (Fig. 4.77):

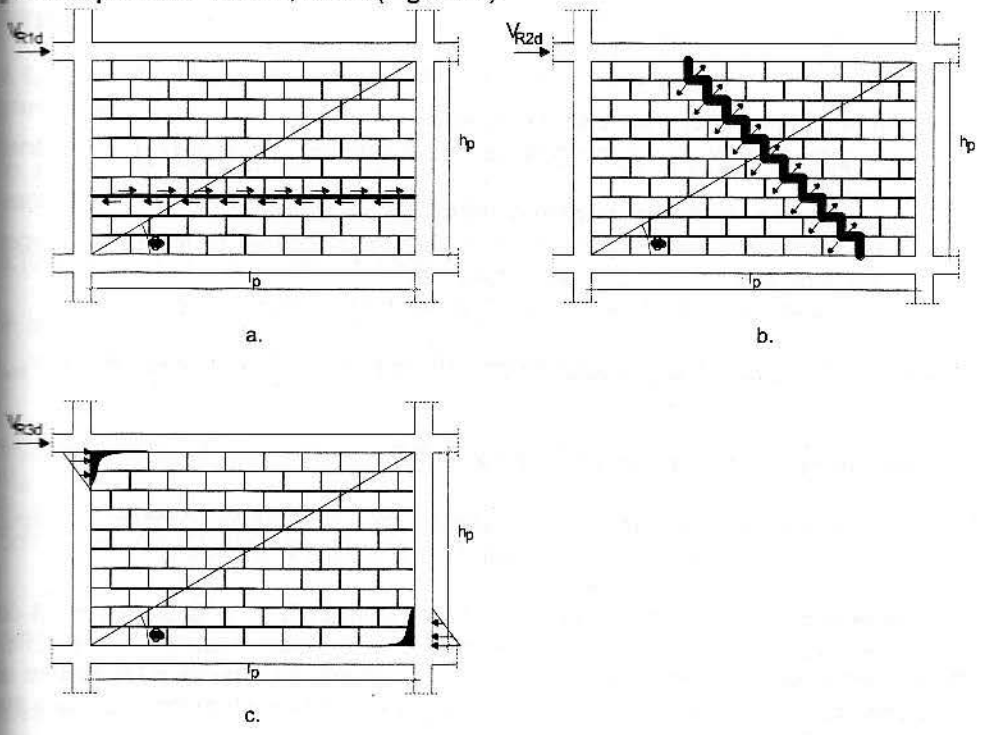



Fig. 4.77 Moduri posibile de rupere a unui panou de umplutură solicitat în planul său median

1. Ruperea prin alunecare din forță tăietoare în rost orizontal, forța tăietoare de rupere fiind $V_{R1d}$ (Fig. 4.65a) :

$$V_{R1d} = \frac{f_{vod} \cdot l_p \cdot t_p (1+\alpha)}{\cos\theta} \qquad (4.371)$$

unde

$$\alpha = 0.07\left(\frac{h_p}{l_p} - 1\right) \qquad (4.372)$$

2. Ruperea prin fisuri înclinate (după diagonală), forța tăietoare de rupere fiind $V_{R2d}$ (Fig. 4.65b) :

$$V_{R2d} = \frac{f_{vod} \cdot l_p \cdot t_p}{0.6 \cos\theta} \tag{4.373}$$

3. Strivirea diagonalei comprimate la colțurile cadrului, forța de rupere prin strivire fiind $V_{R3d}$(Fig. 4.65c):

$$V_{R3d} = 0.8 \cdot f_{zd} \cdot \cos^2\theta \sqrt{\frac{E_b}{E_z} \cdot I_{st} \cdot h_p \cdot t_p^3} \tag{4.374}$$

În relațiile (4.371)-(4.374) s-au utilizat notațiile:

$t_p$- grosimea peretelui, modulii de elasticitate ai betonului ($E_b$) și zidăriei ($E_z$);

$I_{st}$-valoarea medie a momentelor de inerție ale stâlpilor;

$f_{vod}$- rezistența unitară inițială de proiectare a zidăriei la forfecare în rost orizontal sub efort de compresiune zero;

$f_{zd}$- rezistența unitară de proiectare a zidăriei la compresiune.

Rezistența de proiectare a panoului de umplutură este valoarea minimă dintre $V_{R1d}$, $V_{R2d}$ și $V_{R3d}$.

## 4.4 Verificarea siguranței clădirilor din zidărie

Verificarea siguranței structurilor din zidărie se face prin calcul indiferent de tipul zidăriei, de numărul de niveluri și de accelerația seismică a amplasamentului.

Verificarea siguranței se va face la stările limită ultime (SLU) și la starea limită de serviciu (SLS), prin respectarea condițiilor cerute de codul P100/1-2006 și CR6-2006. Pentru SLU se vor respecta cerințele de rezistență, rigiditate, stabilitate și ductilitate, iar pentru SLS se va respecta condiția limitării deplasărilor orizontale ale clădirii.

### 4.4.1 Cerința de rezistență

În general, verificarea cerinței de rezistență se face din condiția ca eforturile secționale de proiectare ($N_{Ed}$, $M_{Ed}$, $V_{Ed}$) produse de încărcările exterioare în cele mai solicitate secțiuni, să fie mai mici sau cel mult egale cu rezistențele de proiectare ($N_{Rd}$, $M_{Rd}$, $V_{Rd}$), care sunt eforturi secționale capabile și depind de caracteristicile materialelor și alcătuirea secțiunilor.

#### 4.4.1.1 Verificarea la încărcări gravitaționale

Verificarea zidăriei la încărcări verticale se face pe o fâșie de perete egală cu un metru, respectiv egală cu lățimea șpaletului dacă acesta este liber (nelegat cu un perete pe cealaltă direcție) cu relația:

$$N_{Ed} \le N_{Ra} \tag{4.375}$$

Verificarea relației (4.375) se face atât în gruparea fundamentală a încărcărilor (GF), cât și în cea specială (GS), deci efortul de proiectare $N_{Ea}$ corespunde grupării de încărcări, în timp ce rezistența de proiectare la compresiune $N_{Rd}$ are o singură valoare.

Determinarea eforturilor axiale $N_{Ed}$ și a relațiilor de calcul pentru rezistența de proiectare la compresiune a fâșiei de perete cu lățimea unitară sunt prezentate la paragraful 4.2.

### 4.4.1.2 Verificarea zidăriei solicitată la compresiune și încovoiere în planul peretelui

În acest caz peretele este solicitat la compresiune excentrică și la forfecare, verificarea fiind necesară pentru ambele solicitări.

**a.)Verificarea la compresiune excentrică**

În acest caz, în cele mai solicitate secțiuni avem doua situații:
- $M_{max}$ și $N_{af}$, care rezultă în gruparea specială a acțiunilor;
- $N_{max}$ și $M_{af}$, care rezultă în gruparea fundamentală a acțiunilor.

$M_{max}$ și $N_{af}$ rezultă din aceeași schemă de încărcare în GS. Similar pentru $N_{max}$ și $M_{af}$ în GF.
În cazul verificării la compresiune și încovoiere în planul peretelui, verificarea la compresiune excentrică a peretelui se face cu relația:

$$M_{Ed} \leq M_{Ra} \tag{4.376}$$

În relația (4.376) rezistența de proiectare la încovoiere $M_{Ra}$ depinde atât de caracteristicile materialelor și a secțiunii, cât și de valoarea efortului axial de proiectare aferent.

**b.) Verificarea la forfecare**
În cazul verificării la forfecare, se determină forța tăietoare ținând seama de suprarezistența armăturilor ($V_{Edu}$).

$$V_{Edu} \leq \gamma V_{Ea} \tag{4.377}$$

Unde $V_{Ea}$ este forța tăietoare de proiectare care rezultă din calculul static al structurii în domeniul elastic liniar iar $\gamma$ este factorul de suprarezistență datorat efectului de consolidarea a oțelului, cu valoarea:
- $\gamma = 1{,}3$ pentru clasa de ductilitate înaltă (H) și
- $\gamma = 1{,}2$ pentru clasa de ductilitate medie (M).

Verificarea la forfecare se face cu relația:

$$V_{Rd} \leq 1.25 \cdot V_{Edu} \tag{4.378}$$

Unde $V_{Rd}$ este rezistența de proiectare la forfecare a peretelui.
Valoarea maximă a forței tăietoare este cea care ar rezulta în cazul răspunsului seismic elastic, având valoarea $q \cdot V_{Ea}$, unde $q$ este factorul de comportare al structurii la acțiunea seismică, utilizat în relația de calcul a încărcării seismice totale.
Se admite realizarea condiției:

$$V_{Rd} \leq (V_{Edu})_{\max} = q \cdot V_{Ea} \tag{4.379}$$

Adică rezistența de proiectare la forfecare nu trebuie să depășească valoarea maximă a forței tăietoare care se obține pentru răspunsul seismic liniar, chiar dacă rezistența de rupere la încovoiere ($M_{Rd}$) rezultă mai mare decât $q \cdot M_{Ea}$.

### 4.4.1.2 Verificarea panourilor de umplutură din zidărie

**a) La încărcări perpendiculare pe planul panoului**

Cerința de rezistență se verifică prin respectarea relațiilor:

$$M_{Edx1} \leq M_{Rdx1} \tag{4.380}$$

$$M_{Edx2} \leq M_{Rdx2} \tag{4.381}$$

unde $M_{Edx1}$ și $M_{Edx2}$ sunt momentele produse de încărcările perpendiculare pe planul peretelui, iar $M_{Rdx1}$ și $M_{Rdx2}$ sunt rezistențele la încovoiere perpendiculare pe planul peretelui în plan orizontal și vertical.

**b) La încărcări în planul panoului**

Cerința de rezistență se verifică prin respectarea relațiilor:

$$V_{Edd} \leq V_{Rd} \tag{4.382}$$

unde $V_{Edd}$ este efortul de proiectare pe diagonala panoului, iar $V_{Rd}$ rezistența de proiectare a panoului în planul său, care se calculează cu relațiile de la paragraful 4.3.12.

### 4.4.2 Verificarea cerinței de rigiditate

Cerința de rigiditate la acțiunea forțelor seismice a clădirilor din zidărie este satisfăcută dacă deplasările laterale și deplasările relative de nivel ale clădiriii ($d_r$) se înscriu în limitele stabilite în Codul P100/1-2006.

Limitarea deplasărilor este necesară nu numai pentru realizarea rigidității unei clădiri, ci și pentru alte condiții, cum sunt:

- evitarea prăbușirii unor elemente nestructurale care ar pune în pericol viața oamenilor;
- pentru evitarea coliziunii între clădirile vecine, în situația în care dimensiunile rosturilor antiseismice nu pot fi oricât de mari.

Verificarea deplasării laterale nu este necesară pentru construcțiile amplasate în zonele seismice cu accelerația amplasamentului $a_g \leq 0{,}12g$ precum și în cazul cutremurelor crustale din zona Banatului.

În cazul clădirilor cu pereți structurali din zidărie, prin respectarea condițiilor impuse în proiectarea preliminară, rezultă rigidități mari cu perioada oscilațiilor proprii $T \leq 0{,}8$ secunde, se consideră că deplasările laterale sunt suficient de mici pentru a satisface condițiile de rigiditate, astfel că acestea nu se mai calculează.

### 4.4.3 Verificarea cerinței de stabilitate

Stabilitatea de ansamblu a clădirilor din zidărie este asigurată dacă:

- în cazul clădirilor amplasate pe terenuri în pantă, masivul de pământ pe care este situată nu prezintă risc de alunecare;
- nu există pericol de răsturnare a clădirii datorită forțelor orizontale;
- este asigurată rigiditatea spațială a clădirii.

De asemenea, stabilitatea locală a pereților este asigurată dacă:

- se asigură conlucrarea și rigidizarea pereților de pe cele două direcții;
- se limitează zvelțețea pereților astfel:

Pentru ZNA și ZNA+AR:

$$\frac{h_z}{t} \leq 12 \qquad (4.383)$$

Pentru ZC și ZC+AR:

$$\frac{h_z}{t} \leq 15 \qquad (4.384)$$

unde $h_z$ este înălțimea efectivă a zidăriei pe nivel:

$$h_z = h_e - h_c \qquad (4.385)$$

unde $h_e$ este înălțimea etajului iar $h_c$ înălțimea centurii.

### 4.4.4 Verificarea cerinței de ductilitate

Cerința de ductilitate a pereților din zidărie este satisfăcută dacă sunt realizate următoarele cerințe:

- efortul unitar mediu de compresiune din încărcările gravitaționale $\sigma_0$ se limitează astfel:

$$\sigma_0 = \frac{N_{Ed}}{A_z} \le 0.4 \frac{N_{Rd}}{A_z} \tag{4.386}$$

În relația (4.386), $N_{Ra}$ este rezistența la compresiune centrică a zidăriei (efortul axial capabil), $A_z$ - aria zidăriei/perete plin sau montant, $N_{Ea}$ - efortul de compresiune produs de încărcările verticale în gruparea specială.

- valoarea maximă a înălțimii zonei comprimate ($x$) se limitează astfel:

$$x \le x_{\max} = 0.3 l_w \tag{4.387}$$

iar $l_w$ este lungimea peretelui plin sau a montantului.

- armătura întinsă reprezintă maximum 50% din cantitatea corespunzătoare situației de balans;
- se limitează valorile ultime ale deplasărilor specifice de compresiune $\varepsilon_{zu}$, în vederea menținerii rezistenței și rigidității pereților în domeniul neliniar de solicitare. Evident că această condiție limitează domeniul neliniar de solicitare și ductilitate;
- ruperea buiandrugilor să se producă din solicitarea de încovoiere;
- rezistența la forța tăietoare a pereților asociată mecanismului ductil (când se consideră suprarezistența armăturilor) din compresiune excentrică.

Referitor la ruperea buiandrugilor trebuie respectate condițiile:

- ruperea prin încovoiere să se producă înaintea ruperii prin forfecare,
- ruperea prin forfecare să se producă înaintea cedării buiandrugului prin strivirea zidăriei din zona de încastrare a buiandrugilor în montanți.

# 5. PREVEDERI CONSTRUCTIVE PENTRU *CLĂDIRILE CU PEREȚI STRUCTURALI DIN* ZIDĂRIE

Prevederile constructive se referă, în principiu, la modul de alcătuire al elementelor de construcții. Ele completează, prin detaliere, prevederile din faza de proiectare preliminară.

## 5.2 Prevederi referitoare la suprastructură

### 5.2.1 Materiale

Materialele pentru alcătuirea clădirilor din zidărie vor respecta condițiile minime de calitate precizate în coduri.

### 5.2.2 Slăbiri locale în pereți

Aceste slăbiri pot fi datorate amplasării necorecte a coșurilor de fum sau ventilații, precum și șliturile necesare pentru îngroparea în pereți a cablurilor electrice și pentru telefoane, precum și a unor conducte pentru instalații sanitare.
Pereții structurali nu vor fi slăbiți prin goluri verticale pentru coșuri de fum sau ventilații, urmând ca aceste goluri să fie realizate prin elemente distinct amplasate *lângă pereții structurali. De asemenea, pereții nu vor fi slăbiți prin șlițuri orizontale* sau oblice, indiferent dacă se realizează prin spargere (după executarea pereților) sau prin zidire, în timpul execuției.
Se acceptă șlițuri verticale executate prin zidire cu adâncimea maximă de 1/3 din grosimea peretelui, slăbirea fiind luată în considerare în calculul peretelui. Dacă este cazul se vor lua măsuri de întărire a zonei slăbite cu armături în rosturile orizontale sau cu elemente din beton armat.
După executarea pereților se acceptă șlițuri verticale sau oblice executate numai prin frezare cu adâncimea maximă de 2cm.

### 5.2.3 Centuri în suprastructură

După poziția lor, centurile pot fi:

- la nivelul fiecărui planșeu (centuri curente);

- centuri intermediare, între planșee;
- centuri la mansarde.

### 5.2.3.1 Centuri curente la clădiri cu planșee din beton armat monolit

Centurile curente se prevăd pe toți pereții structurali, portanți și de contravântuire (autoportanți).

#### a.) Pentru clădiri cu pereți din ZNA

Înălțimea minimă a centurilor pentru pereții structurali interiori este egală cu grosimea plăcii, iar pentru cei exteriori este egală cu dublul acesteia (Fig. 5.1).

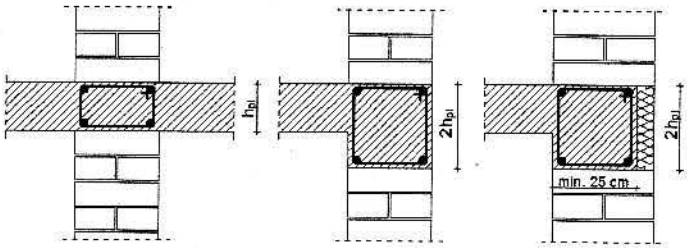



Fig. 5.1 Înălțimea minimă a centurilor la pereți interiori (a) și exteriori (b,c)

Lățimea centurilor va fi egală cu grosimea peretelui. Pentru pereții exteriori centura poate fi retrasă în raport cu fața exterioară a peretelui, dar să aibă lățimea minimă de 25cm.
Armătura din centuri trebuie să îndeplinească condițiile:

- armătura longitudinală:
  - min 4ø10;
  - procentul de armare: min 0,5%
- etrierii vor fi închiși, cu $ø_{min}$=6mm. Se vor dispune la distanța maximă de 15 cm în câmp curent, respectiv de 10cm în zonele de înădire prin suprapunere a armăturilor longitudinale.

Centurile trebuie să fie continue pe toată lungimea pereților, formând contururi închise, asigurându-se legatura monolită a centurilor de pe cele două direcții la colțuri, intersecții și ramificații, prin ancorarea barelor în centurile perpendiculare pe o lungime de cel puțin 60 ø.

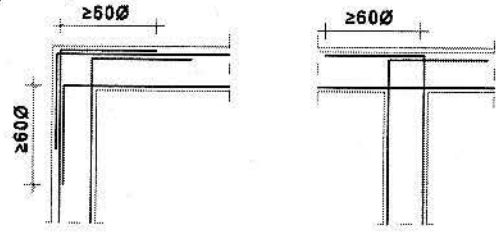



Fig. 5.2 Ancorarea barelor din centuri la colțuri, intersecții și ramificații

Barele din centuri se înădesc prin suprapunere de cel puțin 60 de diametre. În aceeași secțiune se vor înădi cel mult 50% din bare, distanța dintre zonele de înădire fiind de cel puțin 1m (Fig. 5.3).

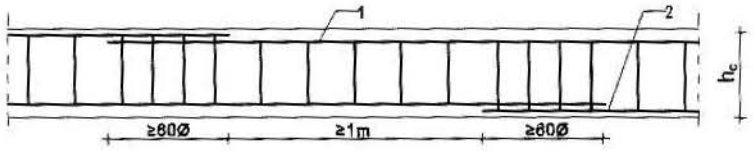



Fig. 5.3 Înădirea barelor longitudinale în centuri:
1- barele superioare; 2- barele inferioare

În cazuri deosebite în care există secțiuni slăbite ale centurilor (de exemplu goluri pentru conducte sau șlițuri) se va asigura continuitatea armăturilor (Fig. 5.4).

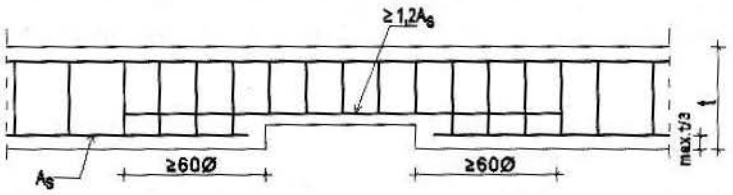



Fig. 5.4 Continuitatea armăturilor în secțiuni slăbite

În cazul clădirilor cu sarpantă, în centurile de la ultimul nivel se vor prevedea piese metalice pentru ancorarea coșoroabei.

**b.) Pentru clădiri cu pereți din Z.C.**

Se vor respecta prevederile de alcătuire a centurilor pentru ZNA, la care se mai adaugă unele prevederi suplimentare.
Centurile trebuie să fie continue pe toți pereții structurali. Se admite întreruperea continuității numai în situațiile:

- în dreptul casei scărilor, cu condiția să se prevadă stâlpișori din beton armat la ambele margini ale golului și centuri în dreptul podestelor. Nu se întrerupe centura de la nivelul ultimului planșeu (Fig. 5.5). Aceste reglementări pot fi aplicate și pentru pereți din ZNA.

- centura peste pereții de mansardă în dreptul lucarnelor, cu condiția să se prevadă stâlpișori din beton armat la ambele margini ale golului și o centură la partea superioară a parapetului, legată de cei doi stâlpișori.

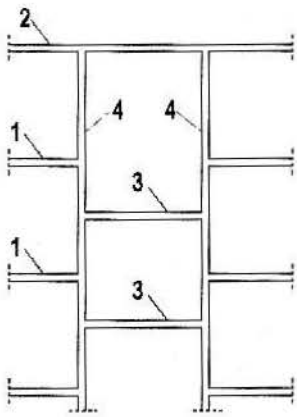



Fig. 5.5 Întreruperea centurilor în peretele exterior de la casa scării (plan fațadă): 1,2 centuri la nivelul planșeelor curente, respectiv la nivelul ultimului planșeu; 3- centuri la nivelul podestelor intermediare; 4- stâlpișori din beton armat.

Secțiunea transversală a centurilor va satisface următoarele condiții:
- aria secțiunii transversale va fi ≥500 $cm^2$;
- lățimea centurii să fie ≥25cm, respectiv 2/3 din grosimea peretelui dacă aceasta este mai mare de 25 cm;
- înălțimea centurii să fie ≥20cm;

Armăturile longitudinale vor îndeplinii condițiile:
- diametrul minim: 10mm
- procentul minim de armare 0,8%:

Reglementările de la pereții din ZNA referitoare la etrieri, înădirea barelor longitudinale, ancorarea barelor la colțuri și intersecții și continuitatea armăturilor în secțiuni slăbite se vor aplica și pereților din ZC.

**5.2.3.2 Centuri curente în cazul planșeelor din elemente prefabricate**

**a.) În cazul planșeelor din fâșii prefabricate cu goluri longitudinale**

După direcția lor în raport cu fâșiile, pot fi:
- perpendiculare pe direcția fâșiilor;
- paralel cu direcția fâșiilor

După modul de alcătuire pot fi (Fig. 5.6)
- pe grosimea elementelor prefabricate;
- pe grosimea elementelor prefabricate plus subcentura de sub fâșii.

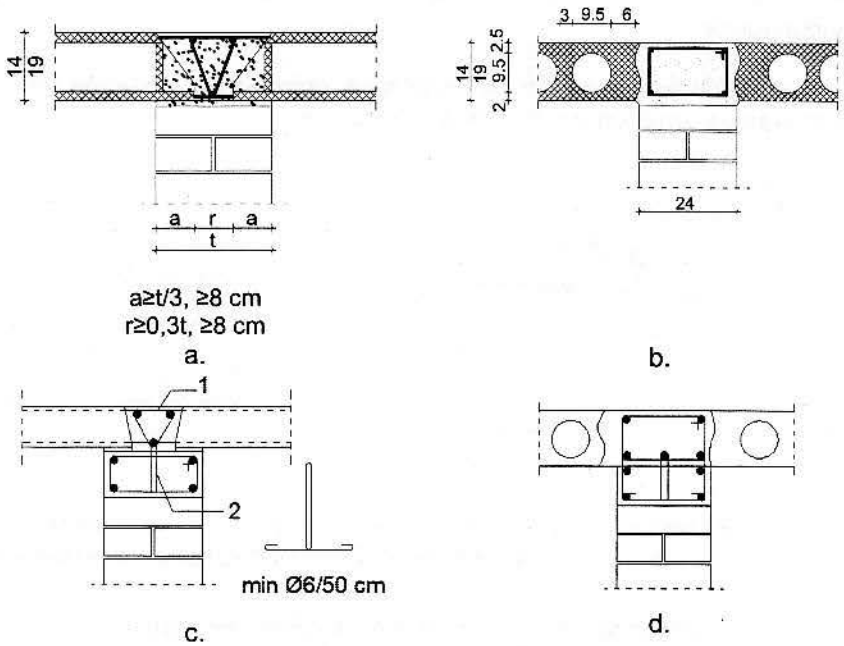



Fig. 5.6 Alcătuirea centurilor la planșee din fâșii prefabricate
a,b centuri pe grosimea fâșiilor; c,d-centuri cu subcenturi; a,c- perpendiculare pe direcția fâșiilor; b,d- paralele cu direcția fâșiilor; 1- mustăți sub formă de bucle petrecute; 2-armătură de legătură cu subcentura.

**b.) În cazul planșeelor din panouri mari și semipanouri prefabricate**

Panourile mari si semipanourile prefabricate se realizează cu alveole și praguri pe contur pentru a putea prelua lunecările din planul orizontal al planșeelor.
În funcție de modul de realizare, pot fi de două feluri:

- cu praguri și alveole deschise pe fața superioară (Fig. 5.7a);
- cu praguri și alveole pe cant, închise pe ambele fețe (Fig. 5.7b).

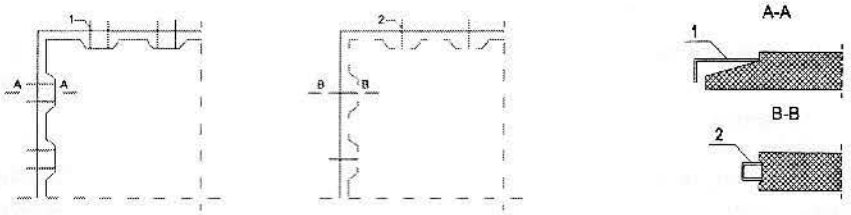
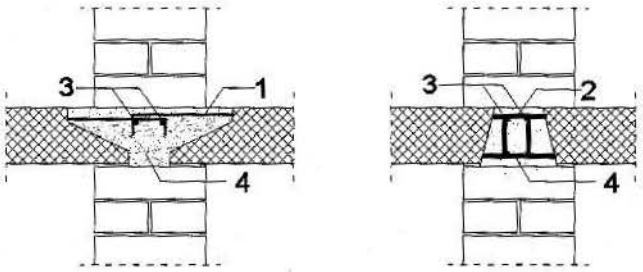



Fig. 5.7 Panouri mari prefabricate
a) cu praguri și alveole deschise; b- cu praguri și alveole închise 1- mustăți sub formă de bare drepte; 2- mustăți sub formă de bucle; 3- praguri; 4-alveole.

Panoul reazema pe toate cele 4 laturi, respectiv pe trei laturi în cazul semipanourilor.

În cazul panourilor, centurile se realizează obișnuit pe grosimea panoului, prin prevederea de armături longitudinale și betonare.




a. b.

Fig. 5.8 Centuri la planșee din panouri mari prefabricate și semipanouri:
a- cu alveole deschise la partea superioară; b- cu alveole închise;
1-mustăți simple; 2-mustăți sub formă de bucle petrecute; 3- armături longitudinale; 4- beton de monolitizare.

**c.) În cazul planșeelor din predală cu suprabetonare**

Predala cu suprabetonare reazemă pe toate cele patru laturi, fiind prevăzută cu mustăți simple pe tot conturul. Centurile pot fi simple (Fig. 5.9) sau prevăzute cu subcentura.

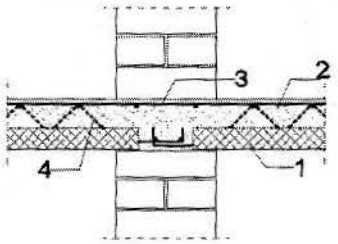
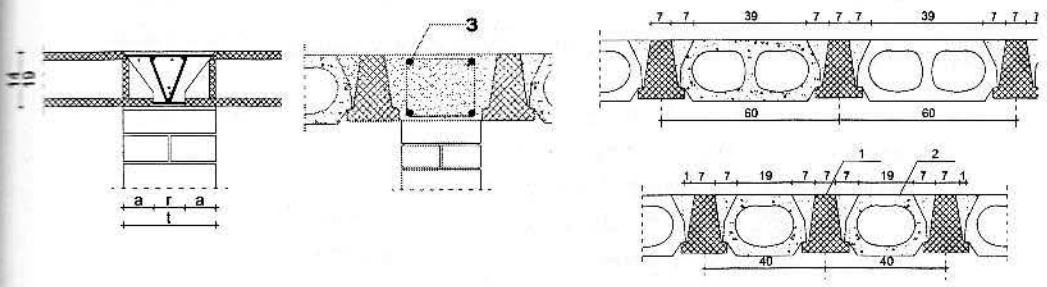



Fig. 5.9 Centuri la planșee din predală cu suprabetonare

**d.) În cazul planșeelor din grinzi prefabricate și corpuri de umplutură**

Grinzile prefabricate sunt prevăzute cu mustăți sub forma de bucle care le asigură continuitatea. Alcătuirea centurilor depinde dacă sunt perpendiculare, respectiv paralele cu direcția grinzilor (Fig. 5.10). Pot fi și cu subcenturi.




a. b. c.

Fig. 5.10 Centuri la planșee din grinzi prefabricate și corpuri de umplutură: a-secțiune prin centura perpendiculară pe grinzi; b- centura paralelă cu grinzile; c- secțiune transversală prin planșee; 1- grinzi prefabricate; 2- corpuri de umplutură; 3- armături longitudinale

**e. Armarea minimă a centurilor la planșee din elemente prefabricate**

Armarea minimă a centurilor pentru pereți interiori trebuie să respecte cantitățile date în tabelul 5.1, unde valorile din paranteze sunt pentru oțel OB37, celelalte valori fiind pentru PC52.

*Tab. 5.1 Armarea minimă a centurilor pentru pereții interiori*

| $H$ clădire (m) | $n_{max}$ niveluri | Zona seismică ($ag/g$) la clădiri cu planșee prefabricate | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 0,08 | 0,12; 0,16 | 0,20; 0,24 | 0,28; 0,30 |
| <4.00 | 1 | 3,00 (2,00) | 3,00 (2,00) | 3,50 (2,50) | 4,50 (3,50) |
| 4-9 | 3 | | | 4,50 (3,50) | 6,50 (5,50) |
| 9-12 | 4 | | 3,50 (2,50) | 5,50 (4,50) | - |
| 12-15 | 5 | | 4,50 (3,50) | - | - |

Secțiunea armăturilor longitudinale din centurile pentru pereții exteriori va fi mai mare cu 20% față de centurile interioare.

În cazul centurilor la planșee din panouri mari și predala cu suprabetonare, care reazemă pe tot conturul, în armăturile centurilor se pot considera și barele din planșeu paralele cu centura pe o distanță de 20 cm de la marginea peretelui, cu condiția ca cel puțin 50% din ariile prevăzute în tabelul 5.1 să fie realizate de barele din centura propriu zisă.

Trebuie asigurată continuitatea acestor bare prin bucle suprapuse sau mustăți sudate.

### 5.2.4 Stâlpișori din beton armat

Stâlpișorii din beton armat trebuie să îndeplinească condițiile:

- aria secțiunii transversale să fie ≥625cm$^2$, cu lățimea minimă de 25 cm;
- armarea să satisfacă următoarele condiții:
- procentul min de armare longitudinală:
  - 0.8% pentru zonele seismice cu $a_g \leq 0.16g$
  - 1.0% pentru zonele seismice cu $a_g \geq 0.20g$
- diametrul minim al barelor longitudinale va fi de 12 mm;
- diametrul minim al etrierilor : 6mm;
- distanța maximă dintre etrieri va fi:
  - 15 cm în câmp curent;
  - 10 cm pe lungimea de înădire a armăturilor longitudinale (verticale).
- înădirea barelor longitudinale se va face prin suprapunere fără cârlige, pe o lungime de cel puțin 50 de diametre. În secțiunea de încastrare în soclu sau în pereții de subsol suprapunerea va fi de cel puțin 60 diametre.

Stâlpișorii se prevăd continui pe toată înălțimea clădirii, fiind legați de zidăria pereților prin știepi, care rezultă din țeserea zidăriei (Fig, 5.11).

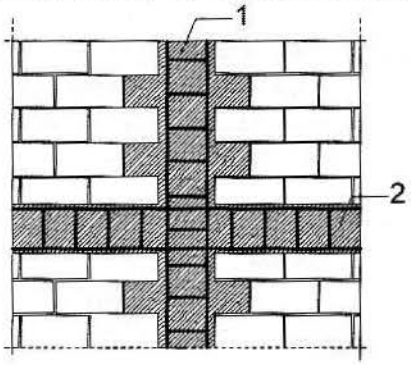



Fig. 5.11 Legarea pereților de stâlpișori prin știepi
1- stâlpișor; 2- centură

### 5.2.5 Armături în rosturile orizontale

Armăturile din rosturile orizontale pot fi dispuse în cazul ZNA (rezultând pereți din ZNA+AR), respectiv în cazul ZC (rezultând pereți din ZC+AR).

Se prevăd armături în rosturile orizontale în cazul clădirilor situate în zone seimice cu $a_g \geq 0,12g$, la următoarele elemente:

- șpaleții dintre ferestre sau uși care au raportul între înălțime și lățime ≤2,5 dacă nu sunt întăriți la ambele extremități cu stâlpișori (Fig. 5.12).

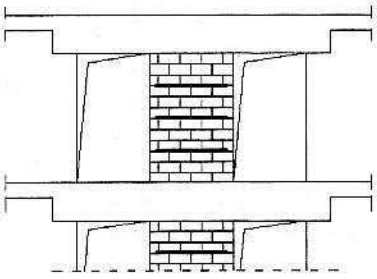


Fig. 5.12 Armături în rosturile orizontale la șpaleți

- zonele de legătură între pereții structurali de pe cele două direcții, respectiv la colțuri, intersecții, ramificații (Fig. 5.13 și 5.14).

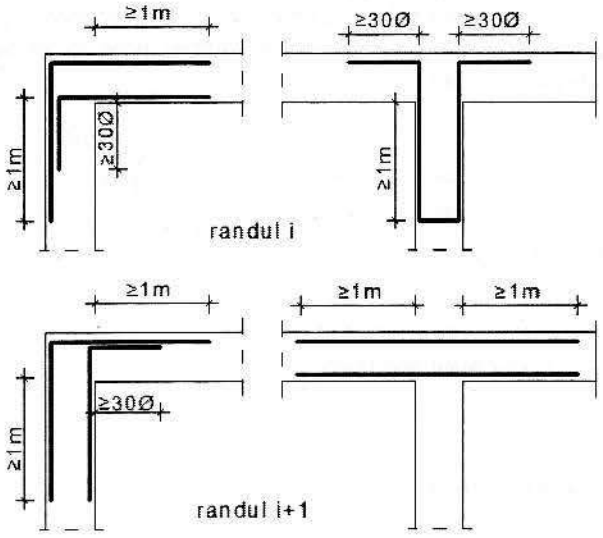



Fig. 5.13 Armături în rosturile orizontale la colțuri și intersecții la pereți din ZNA

Se va evita suprapunerea armăturilor în același rost, astfel că armăturile de pe cele două direcții se dispun decalat cu un rând.

În cazul pereților din zidărie confinată, dispunerea armăturilor în rosturile orizontale se face ca în figura 5.14.

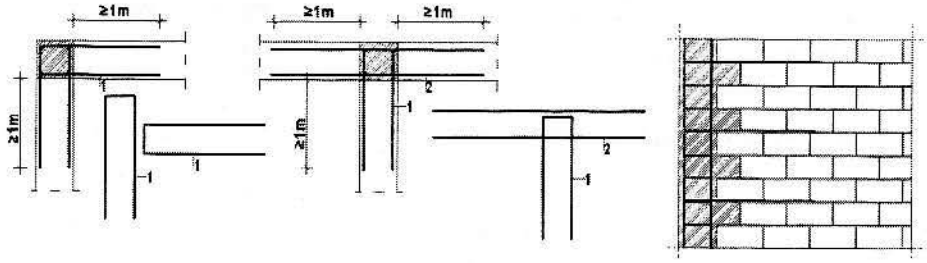



Fig. 5.14 Armături în rosturile orizontale la intersecții și ramificații la pereții din ZC
1- armături în formă de U, 2- armături drepte

Armăturile din rosturile orizontale vor satisface următoarele condiții:

- distanța pe verticală dintre armături va fi de cel mult 40cm;
- aria armăturilor dintr-un rost va fi de cel puțin $1cm^2$ (min 2ø8).

În cazul în care sunt necesare armături orizontale pentru preluarea forței tăietoare, acestea se dispun pe toată lungimea peretelui, fiind ancorate prin îndoirea barelor în stâlpișori sau prin prelungirea armăturilor astfel încât să se asigure o lungime de ancorare de cel puțin 60 ø (Fig. 5.15).

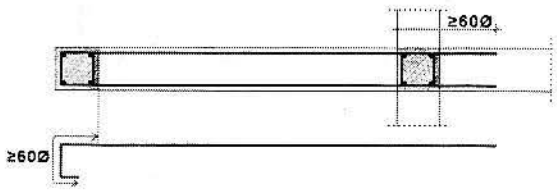



Fig. 5.15 Dispunerea armăturilor orizontale pe toată lungimea peretelui (montantului)

### 5.2.6 Centuri intermediare

Centurile intermediare sunt centuri care se prevăd între niveluri, respectiv între centurile de la nivelul planșeelor la clădiri cu pereti rari (sistem celular) a căror înălțime de nivel este mai mare decât 3,20m în zonele seismice cu ag≥0,20g, respectiv mai mare de 4,0m în zonele seismice cu ag≤0.16g (Fig. 5.16a).

De asemenea, se prevăd centuri intermediare și în cazul clădirilor de tip sală sau hală (Fig. 5.16b). Pentru alcătuirea constructivă și armarea centurilor intermediare se vor respecta regulile pentru centurile din dreptul planșeelor.

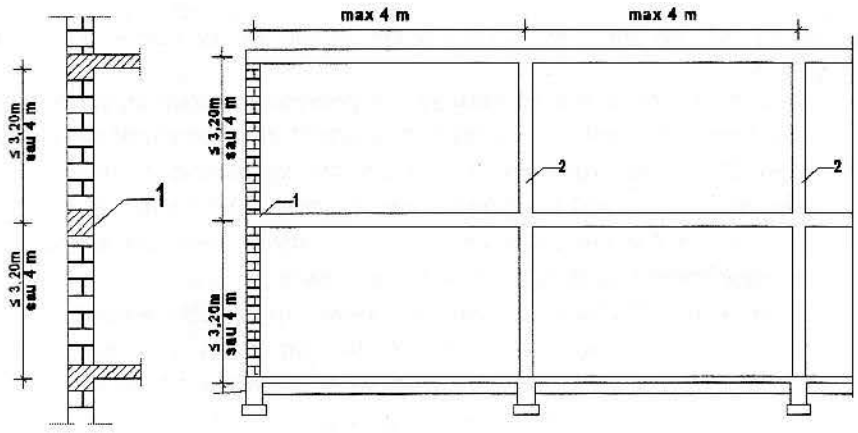



Fig. 5.16 Centuri intermediare

a- la clădiri cu pereți rari, b- la clădiri tip sală (sau hală)

1- centuri intermediare, 2-stâlpișori

### 5.2.7 Buiandrugi

În cazul în care buiandrugul și centura realizează un singur element (centura-buiandrug) se vor respecta condițiile:

- la partea superioară, armătura din centură va fi continuă;
- la partea inferioară procentul minim de armare va fi 0,1% raportat la întreaga arie de beton;
- dacă înălțimea este mai mare de 60cm, se prevăd armături intermediare
- lungimea de rezemare pe pereți va fi ≥40cm.

În cazurile în care buiandrugul este separat de centură, armătura inferioară va realiza un procent de armare de cel puțin 0,15%.

## 5.3 Prevederi constructive pentru infrastructură

### 5.3.1 Socluri din beton simplu

Soclurile din beton simplu se admit în cazul amplasamentelor pe teren normal de fundare în următoarele situații:

- pentru construcții din clasa de importanță III în zone seismice având $a_g \leq 0.16g$ și numărul de niveluri ≤3;
- pentru construcții din clasele de importanță IV, în toate zonele seismice.

Pentru construcțiile din clasele de importanță I și II nu se admit socluri din beton simplu.

În cazurile în care se admit socluri din beton simplu se vor respecta următoarele măsuri (Fig. 5.17):

- la partea superioară a soclului se vor prevedea centuri pe ambele direcții, care formează contururi închise. Aria armăturilor longitudinale va fi cu cel puțin 20% mai mare decât aria armăturilor dintr-o centură curentă a suprastructurii. Dacă înălțimea soclului, peste nivelul tălpii de fundare este ≥1,50m, se vor prevedea centuri și la partea inferioară a soclurilor, cu aceeași armare ca și centura de la partea superioară.
- mustățile armăturilor pentru stâlpișorii din suprastructură vor fi ancorate în soclu pe o lungime de cel puțin 60 de diametre sau un metru (valoarea maximă). Dacă este necesară centură și la partea inferioară a soclurilor, mustățile vor fi ancorate în centura de jos.

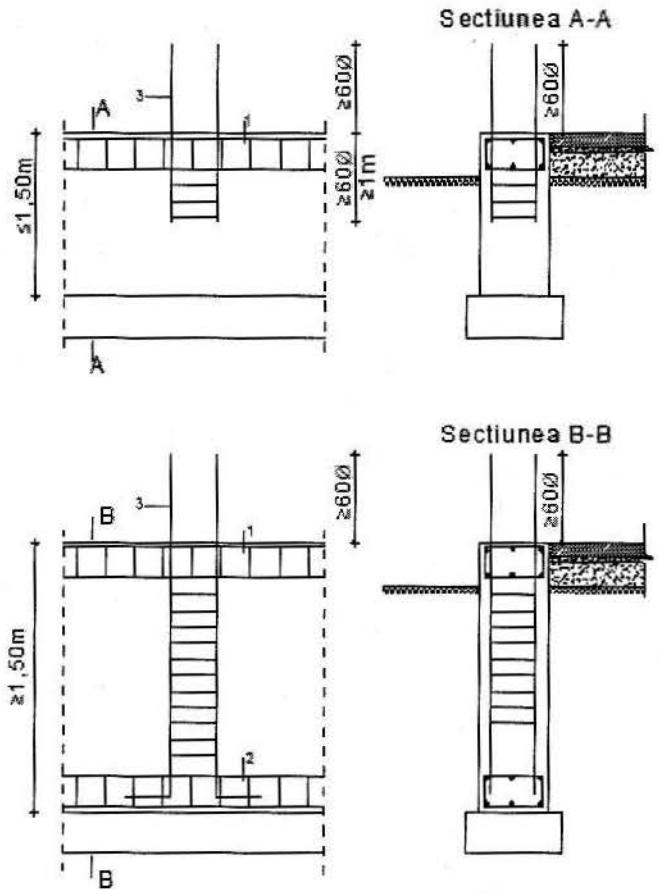



Fig. 5.17 Socluri din beton simplu
1,2 – centuri la partea superioară și inferioară;
3- mustăți pentru armăturile din stâlpișori

### 5.3.2 Socluri din beton armat

Soclurile din beton armat se realizează prin armarea acestora cu două plase de armătură dispuse pe cele două fețe laterale (Fig. 5.18).

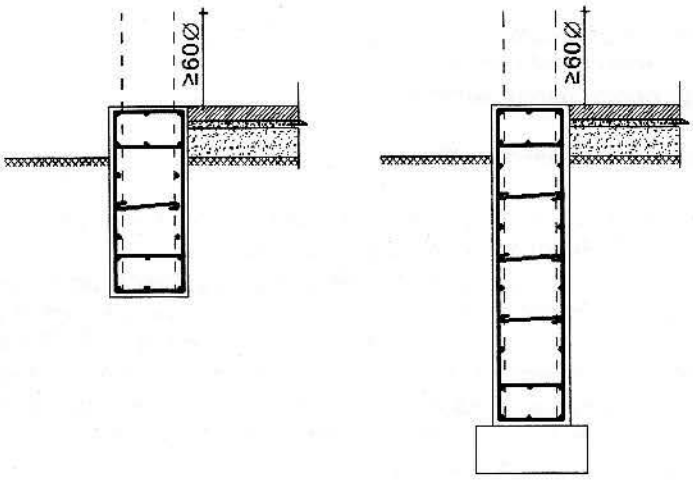



Fig. 5.18 Socluri din beton armat
a- fără talpă de fundare, b-cu talpă de fundare

Se prevăd centuri atât la partea superioară, cât și inferioară, care se armează ca și centurile de la soclurile din beton simplu.
Armătura sub formă de plase sudate cu ochiuri egale se dispune constructiv, fiind formată din ø4/10, ø5/20 sau ø6/20cm.

### 5.3.3 Pereți de subsol din beton simplu

Se admit pereți de subsol din beton simplu în aceleași condiții ca și soclurile din beton simplu. Având o înălțime mai mare de 1,50m, se vor prevedea cu două sisteme de centuri, la partea superioară și inferioară, armate ca și centurile de la soclurile din beton simplu.
Golurile de uși și ferestre vor fi bordate cu armături verticale 4 ø12 PC 52 sau 4ø14 OB37.
Mustățile pentru amătura stâlpișorilor se ancorează în centura de jos.

### 5.3.4 Pereți de subsol din beton armat

Se armează ca și soclurile din beton armat cu armături sub formă de plase dispuse pe cele două fețe laterale. Vor avea centuri atât la partea superioară, cât și la cea inferioară, iar mustățile pentru armăturile din stâlpișori se ancorează în centura de la partea de jos a peretelui.
Procentul minim de armare a pereților de subsol este:

- 0,2% pentru barele verticale;

- 0.15% pentru barele orizontale

Distanța maximă dintre bare:
- 25 cm la barele orizontale;
- 30 cm la barele verticale

Diametrul minim al armăturilor:
- 8 mm pentru barele orizontale;
- 10 mm pentru barele verticale.

### 5.3.5 Stratul suport al pardoselii

Stratul suport al pardoselii se prevede la nivelul parterului în cazul clădirilor fără subsol, respectiv la nivelul pardoselii pentru subsol.
Stratul suport al pardoselii de la nivelul parterului se prevede din beton slab armat în toate situațiile, indiferent de zona seismică sau numărul de niveluri al clădirii, cu grosimea de 8-10 cm și armat constructiv cu plase ø4/10, ø5/20 sau ø6/20. Se dispune pe un strat de pietriș sort unic (fără nisip) cu grosimea de 8-10 cm pentru ruperea (întreruperea) capilarității. Se recomandă ca fața superioară a stratului suport al pardoselii de la parter să nu depășească înălțimea soclurilor, astfel ca armăturile din plasă să poată fi ancorate în centurile din socluri.
Stratul suport al pardoselii de la subsol se armează constructiv în cazul clădirilor amplasate pe terenuri de fundare dificilă, precum și în cazul terenului normal de fundare în zonele seismice având $a_g \geq 0{,}24g$, sau dacă suportă pereți de compartimentare la care nu se prevăd îngrosări locale ale stratului suport.
Armăturile se vor ancora în centurile de jos ale pereților de subsol.

## 5.4 Prevederi pentru elemente nestructurale

Deși elementele nestructurale din zidărie nu fac parte din structura de rezistență, ele trebuie să îndeplinească exigențele specifice de rezistență, rigiditate și stabilitate. Ele trebuie să preia încărcări orizontale locale care produc solicitări de încovoiere perpendicular pe planul median.
Dintre elementele nestructurale din zidărie fac parte:

- pereți exteriori nestructurali;
- pereți interiori de compartimentare;
- elemente ce lucrează în console verticale.

### 5.4.1 Pereți exteriori nestructurali

Din această categorie fac parte pereții nestructurali pentru bovindouri (care sunt camere scoase parțial în consolă) (Fig. 5.19a), precum și pereții de închidere din zidărie la structuri în cadre, care pot fi în planul cadrului sau în exteriorul stâlpilor, când reazemă pe console pe contur realizate din placa planșeului (Fig. 5.19b).

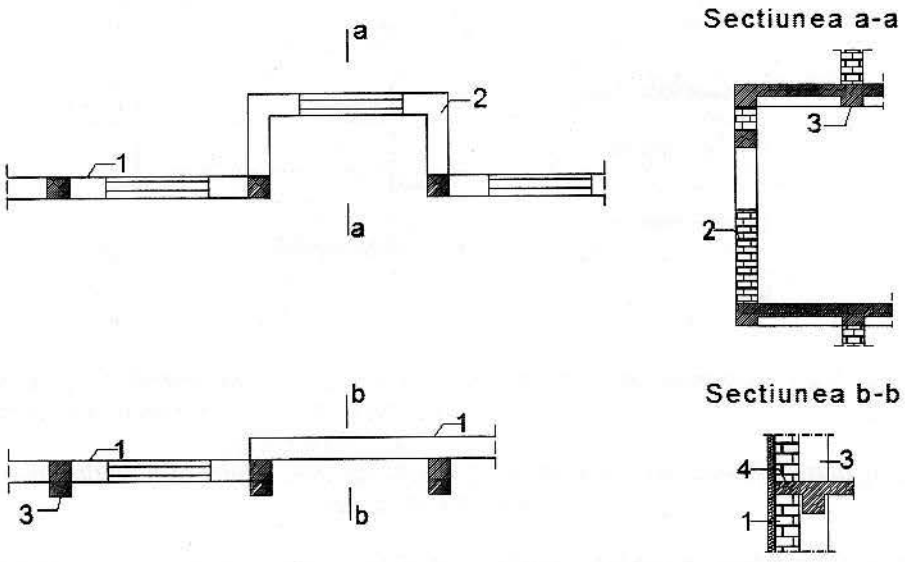



Fig. 5.19 Pereți din zidărie nestructurali de închidere: a- pentru bovindouri; b- în cazul structurilor în cadre; 1-perete nestructurali de închidere; 2- pereți nestructurali pentru bovindou; 3- stâlpi din beton armat; 4 – consolă pe contur

Acești pereți trebuie să reziste la acțiuni seismice sau din vânt perpendiculare pe planul median și la deplasări relative de nivel determinate conform Codului P100/1-2006. Consolele planșeelor se vor verifica la componenta verticală a acțiunii seismice.

### 5.4.2 Pereți interiori de compartimentare

Pereții de compartimentare interioară executați din zidărie, indiferent de grupa elementelor de zidărie, trebuie să poată prelua încărcarea seismică locală perpendiculară pe planul peretelui și încărcările utile datorate procesului de exploatare (mobilier, echipamente suspendate pe console, împingerea oamenilor în spații aglomerate etc.)

Pereții despărțitori trebuie legați de pereții structurali de pe direcția perpendiculară prin:

- țesere, dacă pereții au înălțimi de rânduri (asize) egale și se execută simultan cu pereții structurali;
- prin bare orizontale prevăzute în rosturile peretelui de compartimentare și ancorate în peretele structural în rosturile orizontale sau în găuri executate în acest scop (Fig. 5.20a), sau varianta în care barele orizontale sunt prinse de o bară verticală ancorată în peretele structural (Fig. 5.20b).

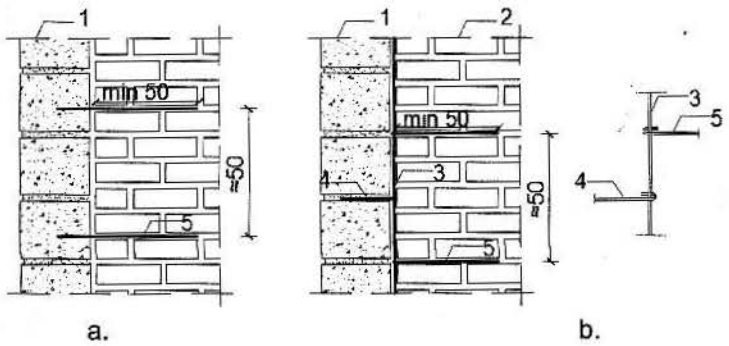



Fig. 5.20 Ancorarea pereților de compartimentare cu bare orizontale ancorate în peretele structural (a) sau cu bare orizontale în rosturi prinse de o bară verticală ancorată în peretele structural (b)
1- perete structural, 2- perete de compartimentare, 3- armatură verticală, 4; 5 – armături orizontale

În cazul pereților de compartimentare legați prin țesere, indiferent de rezultatele calculului, se vor prevedea suplimentar armături pentru legare, minimum două bare în rost orizontal ø6 OB 37 la cca. 50cm pe verticală.

Dacă peretele de compartimentare nu poate prelua eforturile produse de încărcările orizontale, în special în cazurile unor pereți de compartimentare cu suprafețe mari, se pot adopta următoarele soluții:

- armarea cu bare în rosturile orizontale, pe toată lungimea peretelui și ancorarea acestora, dacă din calcul rezultă că ruperea se produce în plan vertical perpendicular pe rosturile orizontale;
- prevederea de centuri și stâlpișori intermediari ancorați în structura principală și dimensionați pentru a putea prelua încărcările laterale.

În cazul pereților de compartimentare cu înălțimea mai mică decât înălțimea utilă a încăperilor, care nu pot fi fixați la nivelul tavanului, se vor prevedea centuri la partea superioară ancorate în pereții structurali adiacenti, care să poată prelua încărcările laterale.

### 5.4.3 Elemente ce lucrează în console verticale

În funcție de dimensiuni și mase, aceste elemente se clasifică astfel:

- elemente minore, cu dimensiuni și mase reduse: atice, parapeți de balcoane sau scări, parapeți interiori, coșuri de fum, etc.
- elemente majore, cu dimensiuni și mase mari: calcane, frontoane, timpane.

a.) Rezistența elementelor minore rezemate pe planșee vor fi verificate prin calcul la încovoiere perpendiculară pe planul lor. Grosimea acestora va fi cel puțin 1/8 din înălțime.

Stabilitatea se va asigura prin stâlpișori intermediari din beton armat cu armăturile ancorate în elementele structurii și centuri la partea superioară (Fig. 5.21)

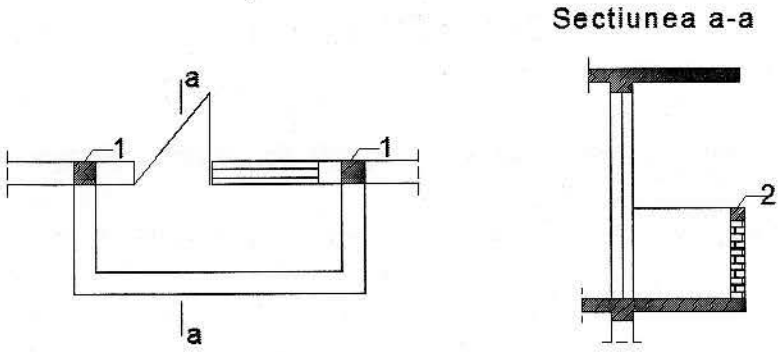
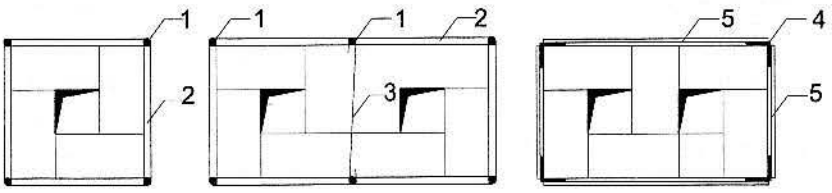



Fig. 5.21 Asigurarea stabilității elementelor minore (parapet de balcon) ce reazemă pe centuri sau planșee: 1-stâlpișori, 2-centuri

b.) Stabilitatea coșurilor de fum sau ventilații va fi asigurată prin:

- armături sau profile verticale dispuse în tencuială și ancorate în planșeul de la ultimul nivel, care să poată prelua forța seismică aferentă (Fig. 5.22);
- ancorarea coșurilor cu tiranți prinși de bride metalice și fixați în planșeul de la ultimul nivel.

Se recomandă ancorarea cu centuri în dreptul fiecărui nivel.




a. b.

Fig. 5.22 Asigurarea stabilității coșurilor de fum sau ventilații:
a- cu armături verticale legate cu etrieri; b- cu profile L verticale, legate cu plăcuțe sudate; 1- armături; 2- etrieri; 3- agrafe;4-profile; 5- piese metalice sudate pe profile.

c.) Elementele majore ce lucrează în consolă vor fi asigurate împotriva răsturnării prin:

- ancorarea de șarpanta clădirii dacă aceasta are rezistență și rigiditate suficiente pentru a rezista forțelor de răsturnare;

- prin continuarea stâlpișorilor de la nivelul inferior al clădirii din ZC, sau prevederea de stâlpișori în cazul clădirilor din ZNA, ancorați în centurile de

la ultimul nivel. În ambele cazuri stâlpișorii se leagă cu o centură la partea superioară, respectiv și cu o centură intermediară dacă înălțimea elementului este mai mare de 2 metri (Fig. 5.23).

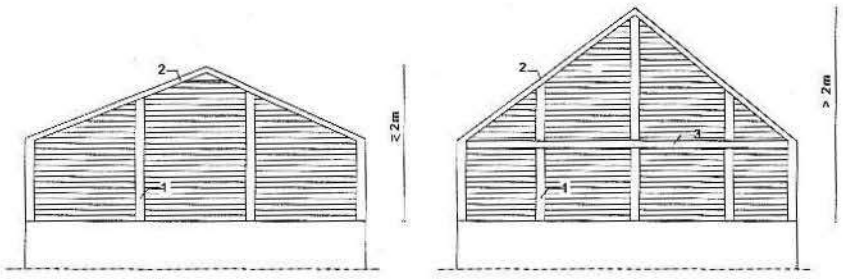



Fig. 5.23 Asigurarea stabilității timpanelor
1-stâlpișori; 2- centura superioară; 3- centura intermediară